



TITLE:

現場計測結果を用いた岩盤構造物
の挙動評価法に関する研究(
Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

吉田, 次男

CITATION:

吉田, 次男. 現場計測結果を用いた岩盤構造物の挙動評価法に関する研究. 京都大学, 2007, 博士(工学)

ISSUE DATE:

2007-11-26

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.k13446>

RIGHT:

現場計測結果を用いた岩盤構造物
の挙動評価法に関する研究

2007 年 11 月

吉 田 次 男

目 次

第1章 緒論	1
1. 1 研究の背景	1
1. 2 不連続性岩盤の設計、施工管理に関する現状と課題	1
1. 2. 1 現場変形試験の現状と課題	
1. 2. 2 ボーリングによるサンプリング技術の現状と課題	3
1. 2. 3 岩盤解析手法の現状と課題	4
1. 2. 4 情報化施工に関する現状と課題	5
1. 3 本論文の目的と概要	6
参考文献	8
第2章 地下空洞掘削時の岩盤挙動把握	9
2. 1 はじめに	9
2. 2 奥多々良木増設発電所における地下空洞周辺岩盤挙動	9
2. 2. 1 奥多々良木増設発電所の概要	9
2. 2. 2 地質概要	10
2. 2. 3 地下空洞の設計検討概要	14
2. 2. 4 計測方法	17
(1) ボアホールスキャナーによる孔内観察	18
(2) 孔内載荷試験	18
(3) 岩盤内微小ひずみ計測	19
(4) 鉛直方向相対変位計測	20
(5) 水平方向相対変位、斜方向相対変位	21
(6) 吸引式透気試験	23
2. 2. 5 計測結果	24
(1) ボアホールスキャナーによる孔内観察	24
(2) 孔内載荷試験	27
(3) 岩盤内微小ひずみ計測	28
(4) 鉛直方向相対変位計測	28
(5) 水平方向相対変位、斜方向相対変位	29
(6) 吸引式透気試験	30
(7) 現場計測に基づく岩盤挙動メカニズムの考察	31
2. 3 大河内発電所における地下空洞周辺岩盤挙動	33
2. 3. 1 大河内発電所の概要	33

2. 3. 2	地質概要	33
2. 3. 3	地下空洞の設計検討概要	37
2. 3. 4	計測方法	40
(1)	ボアホールテレビによる孔内観察	40
(2)	水平方向相対変位計測	41
(3)	岩盤内微小ひずみ計測	41
(4)	A E 計測	41
2. 3. 5	計測結果	42
(1)	ボアホールテレビによる孔内観察	42
(2)	水平方向相対変位計測	43
(3)	岩盤内微小ひずみ計測	44
(4)	A E 計測	44
(5)	現場計測に基づく岩盤挙動メカニズムの考察	45
2. 4	第2章のまとめ	47
	参考文献	48
第3章 不連続面挙動メカニズムの考察		49
3. 1	はじめに	49
3. 2	亀裂進展特性の考察	49
3. 2. 1	大河内発電所地下空洞の亀裂進展特性	49
3. 2. 2	奥多々良木増設発電所地下空洞の亀裂進展特性	52
3. 3	シミュレーションによるメカニズムの考察	55
3. 3. 1	奥多々良木増設発電所	55
3. 3. 2	大河内発電所	57
3. 3. 3	挙動メカニズムの考察	58
3. 4	第3章のまとめ	60
	参考文献	61
第4章 不連続面特性と岩盤変形特性の相関性		62
4. 1	はじめに	62
4. 2	奥多々良木増設発電所と大河内発電所の比較	62
4. 2. 1	地下空洞の比較	62
4. 2. 2	両発電所の不連続面観察結果の比較	63
4. 3	岩盤変形係数と不連続面頻度の相関	68
4. 3. 1	不連続面特性と変形特性の相関性評価手順	68

4. 3. 2 対象サイトの岩盤変形係数算出	70
(1) 奥多々良木増設発電所	70
(2) 大河内発電所	72
(3) 喜撰山発電所	76
(4) 奥多々良木発電所 (既設)	80
(5) 伊奈川第二発電所	83
(6) 新船津発電所	85
(7) 新高津尾発電所	88
4. 3. 3 不連続面特性と変形特性の相関	91
4. 3. 4 原位置試験結果との比較	93
4. 4 第4章のまとめ	95
参考文献	96
第5章 損傷領域の損傷進展特性の考察	97
5. 1 はじめに	97
5. 2 大河内発電所と奥多々良木増設発電所における損傷進展特性の比較	99
5. 3 NATM 工法に対する考察	104
5. 4 解析による損傷領域評価に対する考察	108
5. 5 第5章のまとめ	111
第6章 不攪乱試料サンプリング装置の開発	112
6. 1 はじめに	112
6. 2 削孔水流出機構の改良	112
6. 2. 1 実験によるウォーターウェイ形状評価	112
6. 2. 2 模擬供試体によるウォーターウェイの妥当性検証	118
6. 2. 3 現場サンプリングによるウォーターウェイの妥当性検証	122
6. 3 先端駆動方式サンプリング装置の開発	129
6. 3. 1 先端駆動装置の開発	129
6. 3. 2 ビット部送水量調整装置の開発	131
6. 3. 3 人工軟岩を用いた品質確認	133
6. 3. 4 現場実証試験による性能評価	133
6. 4 第6章のまとめ	137
参考文献	138

第7章 岩盤構造物掘削時の挙動把握とその結果に基づく新たな提案	139
7.1 はじめに	139
7.2 不攪乱サンプリング装置によるボーリング調査法の提案	142
7.2.1 地下空洞に対する調査法	142
7.2.2 縦坑・斜面に対する調査法	143
7.3 不連続面頻度を考慮したパラメータ評価法の提案	146
7.3.1 地下空洞に対する評価法	146
7.3.2 縦坑に対する評価法	149
7.4 損傷領域評価のための計測法の提案	150
7.4.1 地下空洞に対する計測法の提案	150
7.4.2 縦坑・斜面に対する計測法の提案	152
7.5 逆解析による損傷領域評価法の提案	154
7.6 提案手法の適用性	156
7.7 第7章のまとめ	159
参考文献	160
第8章 結論	161

第1章 緒論

1. 1 研究の背景

地下空洞、トンネル、堅坑、斜面などの岩盤構造物の建設時において、予期せぬ大きな変位が発生し崩落が生じるケースが多々ある。このようなトラブルの第一の原因として、不連続な材料としての岩盤の特性が十分に把握されていないことが挙げられる。岩盤の挙動は、不連続面の挙動や粘土層などの弱層部の挙動に強く支配されるが、これらの挙動は土質やコンクリートなどと異なり室内試験に基づくミクロ的な検討で把握できるものではない。岩盤の挙動を把握するためには、施工時の計測データを詳細分析する必要があるが、従来から施工のために行われている計測のみでは、不連続面や弱層部の挙動を十分に把握できない。また、計測結果を分析するための逆解析手法においても、不連続体としての挙動を十分に把握できないのが現状である。

第二の原因として、岩盤構造物は建設時の応力条件として、載荷が主となる構造物と応力開放が主となる構造物があるが、岩盤試験や岩盤分類において応力条件を考慮していないことが挙げられる。金属などの連続体と異なり、不連続体としての岩盤は、応力条件が物性に与える影響が大きいと考えられる。建設時に載荷が主となる構造物は、ダム、盛土、橋脚基礎などが挙げられる。応力開放が主となる構造物は、地下空洞、トンネル、堅坑、斜面などが挙げられる。平板載荷試験や孔内載荷試験などの岩盤試験は、試験プロセスとして載荷時の岩盤物性を評価するものであるが、これらの試験で得られた物性が地下空洞などの応力開放が主となる構造物の設計にそのまま用いられているのが現状である。

第三の原因として、トラブルの原因となる岩盤の多くは、不連続面頻度が非常に高い場合や弱層部であるが、このような岩盤は不撓乱サンプリングや試験が難しく、精度よく物性を評価することが困難であることが挙げられる。

以上述べたとおり、不連続体としての岩盤挙動特性を把握、分析するとともに、適切に物性評価を行える手法を提案することは、岩盤構造物の設計・施工時において安全性や経済性を向上するために必要である。

1. 2 不連続性岩盤の設計、施工管理に関する現状と課題

1. 2. 1 現場変形試験の現状と課題

岩盤の原位置変形試験として一般に行われているものとして、平板載荷試験と孔内載荷試験が挙げられる。平板載荷試験は調査坑などの岩盤を対象として直径 30～60cm の円形の載荷板で載荷し、変形係数や接線弾性係数などを評価するもので、多くの場合、代表物性として岩級ごとの力学特性を評価するために行われる。載荷方法として、剛体載荷板を用いる等変位法とダイヤフラムを用い

る等分布法がある。等変位法では、比較的軟質な地盤では載荷板端部に応力集中が生じ、地盤の変形性を過小評価することがある。また、当手法は、寸法効果が存在することや調査横坑での試験位置の影響が指摘されており¹⁾、載荷板の寸法が大きくなると、深部の緩んでいない領域まで達するため寸法が小さいものより大きな変形係数を与え、試験位置が横坑の側壁に近づくにつれて、中央の場合より沈下量が減少することが指摘されている。

一方、孔内載荷試験はボーリング孔内で孔壁を載荷し、変形係数を評価するもので、平板載荷試験と比較して広域的な試験が可能であり、載荷方法により等圧分布載荷法と等変位載荷法に大別できる。等圧分布載荷法は、ボーリング孔内にゴムチューブ製のプローブを挿入し、液体や気体によって孔壁を載荷するので、孔壁全体の平均的な変形係数を評価するものである。等変位載荷法は、孔壁に密着するように、かまぼこ型の剛体の載荷板を装着したプローブを孔内に挿入し、油圧ジャッキで載荷するもので、岩盤の不均一性や異方性を評価できる。

平板載荷試験と孔内載荷試験から得られる変形係数に関して酒井ら²⁾は、両者に大小関係が認められ、弾性係数が小さいほど顕著であると指摘している。

平板載荷試験と孔内載荷試験の両試験に関わる課題として、変形係数を評価する際の載荷方法と実構造物建設時の応力状態の対応性が指摘できる。両試験とも載荷過程における変形係数を評価するものである。これは、図1-1に示すとおりダムや盛土の建設過程に対応する。しかし、地下空洞、トンネル、斜面、竖坑など多くの岩盤構造物は建設時に応力開放が主な要因となり変形進行するため、平板載荷試験と孔内載荷試験の試験過程と対応しない。永井³⁾らは、大規模な岩盤掘削において、応力経路が力学特性に及ぼす影響が十分に考慮されていないことを指摘し、不連続供試体を用いた三軸試験を行い、応力経路が見かけの力学特性に大きく影響することを示した。

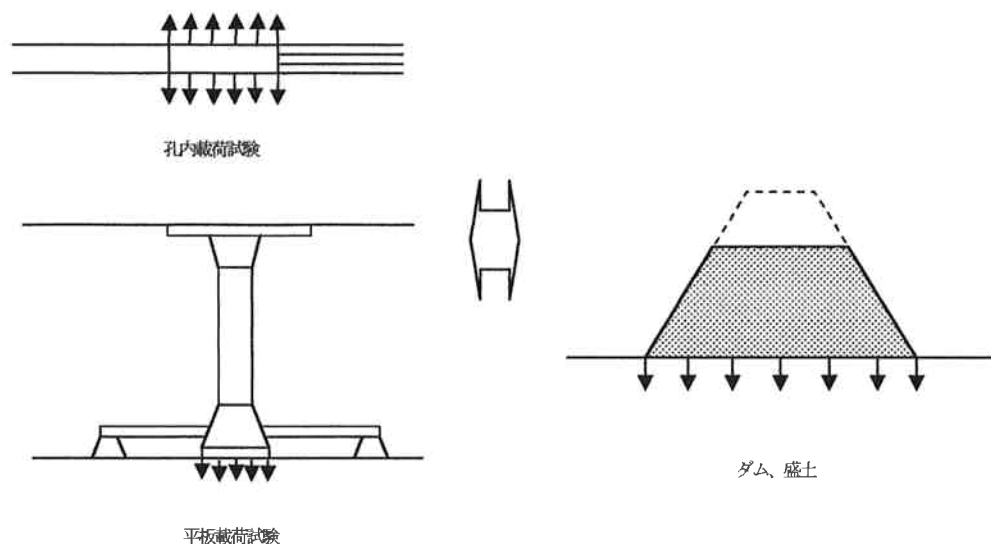


図1-1 平板載荷試験、孔内載荷試験

1. 2. 2 ボーリングによるサンプリング技術の現状と課題

岩盤の物性を評価するためのサンプリング手法として、ボーリングは広く行われている。従来ボーリングは、図1-2に示すとおり、地上に設置したモーターによりロッド全体を回転させ、先端のビットで穿孔しサンプリングする機構である。そのため、深度とともにロットとビットのブレが増大し、試料に乱れが生じる。アウターチューブが回転する際にサンプラー下端は地盤に押し付けられて比較的固定されているが、サンプラーの他の箇所はボーリングされた孔壁に接触していないし、ロッドも軸位置が固定されていない。そのため、サンプラーは回転に伴ってロッキング運動が生じ、堆積岩のように破壊ひずみが小さい地盤では、コアリングされた地盤がサンプラー内に押し込まれる際に水平クラックが生じる可能性がある。特に、採取深度が深くなりボーリング孔とロッドの直線性が必然的に低くなるほど、また地盤が脆弱的でロッキング運動に抵抗できないほど、このメカニズムによるサンプラー上部での揺動が発生していることは、室内実験と現場実験における計測結果からも明らかにされている⁴⁾。

谷ら⁴⁾は、室内実験における計測の結果から、ビット先端は地盤に食い込んで振れが小さいことが期待されることから、サンプラー頂部の揺動を抑制すれば、コアの曲げ作用がなくなり、結果的に試料の乱れを防ぐことが可能であると報告している。

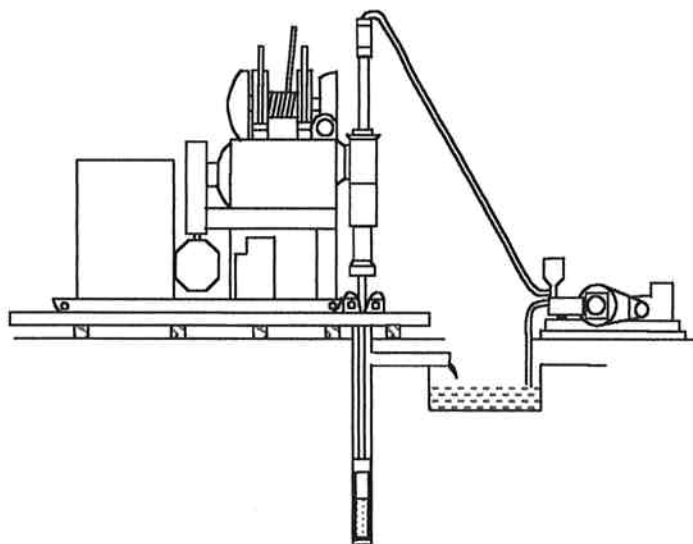


図1-2 ロータリー方式ボーリング装置

ボーリングの際には、ビットの冷却やスライムの除去などの目的のためにビット部に削孔水を循環させるが、従来ボーリングでは図1-3、写真1-1に示すように削孔水が下向きに流出する。このため、弱層部をサンプリングした際には、粘土分が洗掘されやすい。写真1-2は、ロータリー式二重管サンプラーによるサンプリングの一例である。

試料の乱れを低減するための手法として削孔水に懸濁気泡水を用いた気泡式ボーリング工法^{5) 6)}

や外側の回転するアウターチューブで土を切削しながら、内側の回転しないインナーチューブを地盤に押し込み、インナーチューブ内に装着したライナー内に土を採取するロータリー式三重管サンプラー⁷⁾などが開発されているが、従来ボーリングと比べて特別な装置や技術を必要とする。

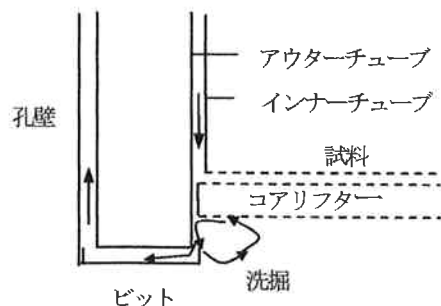


図1-3 従来ボーリングの削孔水流出機構



写真1-1 従来ボーリングの削孔水流出状況



写真1-2 ロータリー式二重管サンプラーによるコア

1. 2. 3 岩盤解析手法の現状と課題

岩盤構造物の解析手法として、一般に有限要素法が用いられており、非線形弾性解析法や非線形粘弾性逐次解析法などによる応力解析や変形解析が行われている。しかし、岩盤を連続体として解析する有限要素法では、岩盤の非線形や不連続面の幾何学的特性が変形挙動に与える影響をうまく表現できない。このため、不連続面の幾何学的特性や力学特性を表現する手法として、等価連続体解析手法や不連続体解析手法が開発され、さまざまな研究が行われている。

等価連続体解析手法は、多数の不連続面が存在する岩盤を、それと力学的に等価な連続体と置き換えて解析するものである。小田はクラックテンソル理論を用いて亀裂を含む岩盤を等価な異方弾性体として解析する手法⁸⁾を提案した。京谷は、損傷理論を用いて多数の不連続面を有する岩盤の構成式を提案した。堀井らは、不連続面のせん断変形や開口を岩盤挙動の支配的なメカニズムと捉えマイクロメカニズム理論に基づいたMBCモデル⁹⁾を提案した。北条らは、不連続面のせん断変形が岩盤の支配的なメカニズムとしてとらえ、さらにロックボルトの作用効果は不連続面の剛性を向上する作用としてEQRモデル¹⁰⁾を提案した。

不連続体解析手法は、不連続面で形成された岩盤ブロックの運動を表現するものである。Goodmanらは不連続面の相対変位を表現できるジョイント要素モデルを提案した。個々の岩塊ブロックの運

度や変形を表現できる解析法として、Shi らは不連続変形法を提案し、Cundall らは個別要素法を提案した。

等価連続体解析手法においても不連続体解析手法においても、複雑な幾何学特性や力学特性を単純なモデルに置き換えて解析を行うものであり、モデル化に際しては、不連続面挙動が岩盤挙動に与える影響について十分把握する必要があるが、岩盤の不連続面挙動について、現時点では未知な部分が多い。

1. 2. 4 情報化施工に関する現状と課題

昭和 50 年代に、山岳トンネルで NATM 工法が導入されて以来、地山の観察、計測によるモニタリングと、モニタリング結果を設計施工の見直しにフィードバックする情報化施工が行われるようになった。トンネルにおいては、内空変位計測、天端沈下計測、ロックボルト軸力計測、吹付けコンクリート応力計測などの計測やキープロック解析が行われている。新たな手法として、削孔時の機械の打撃圧、トルク削孔速度などで切羽前方の状況を把握する削孔検層、弾性波を用いて切羽前方の不連続面を探索する TSP、電磁波を用いる TEM などが開発されている。

地下発電所などの大規模空洞においても、トンネルと同様に、キープロック解析や内空変位計測、天端沈下計測、ロックボルト軸力計測、吹付けコンクリート応力計測、PS 軸力計測が行われ、計測結果に基づいた逆解析が行われている。

計測や逆解析の精度を向上するために様々な検討が行われている。計測については、逆解析の精度を向上するための最適な変位計測機器の配置¹⁾やキープロック解析、不連続体解析による逆解析のための 3 次元的不連続面可視化システムの開発²⁾などが行われている。逆解析では、緩み域や破碎帯等の非均質層が卓越した場合に適した手法³⁾や逆解析より評価したパラメータを用いて、掘削のより早い段階で岩盤が不安定化する可能性のある領域を予測する手法⁴⁾が開発されている。

岩盤に変状が生じる主な原因は、不連続面の滑りや開口であるが、現状の計測や逆解析ではこれらの挙動をうまく把握、分析できないケースが多々ある。これらの課題を解決するために、計測法では、不連続面の滑りや開口に伴い発生する弾性波を計測することで不連続面の挙動を把握する AE 法、直接不連続面の変位を計測する手法⁵⁾、真空透気試験による緩み領域評価法⁶⁾の開発などが試みられている。逆解析では、不連続面の滑りなどに起因する岩盤の複雑な挙動を解析するために仮想的な力を導入する手法や岩盤内の不均一な弾性係数の分布を求める手法の開発がなされている。

1. 3 本論文の目的と概要

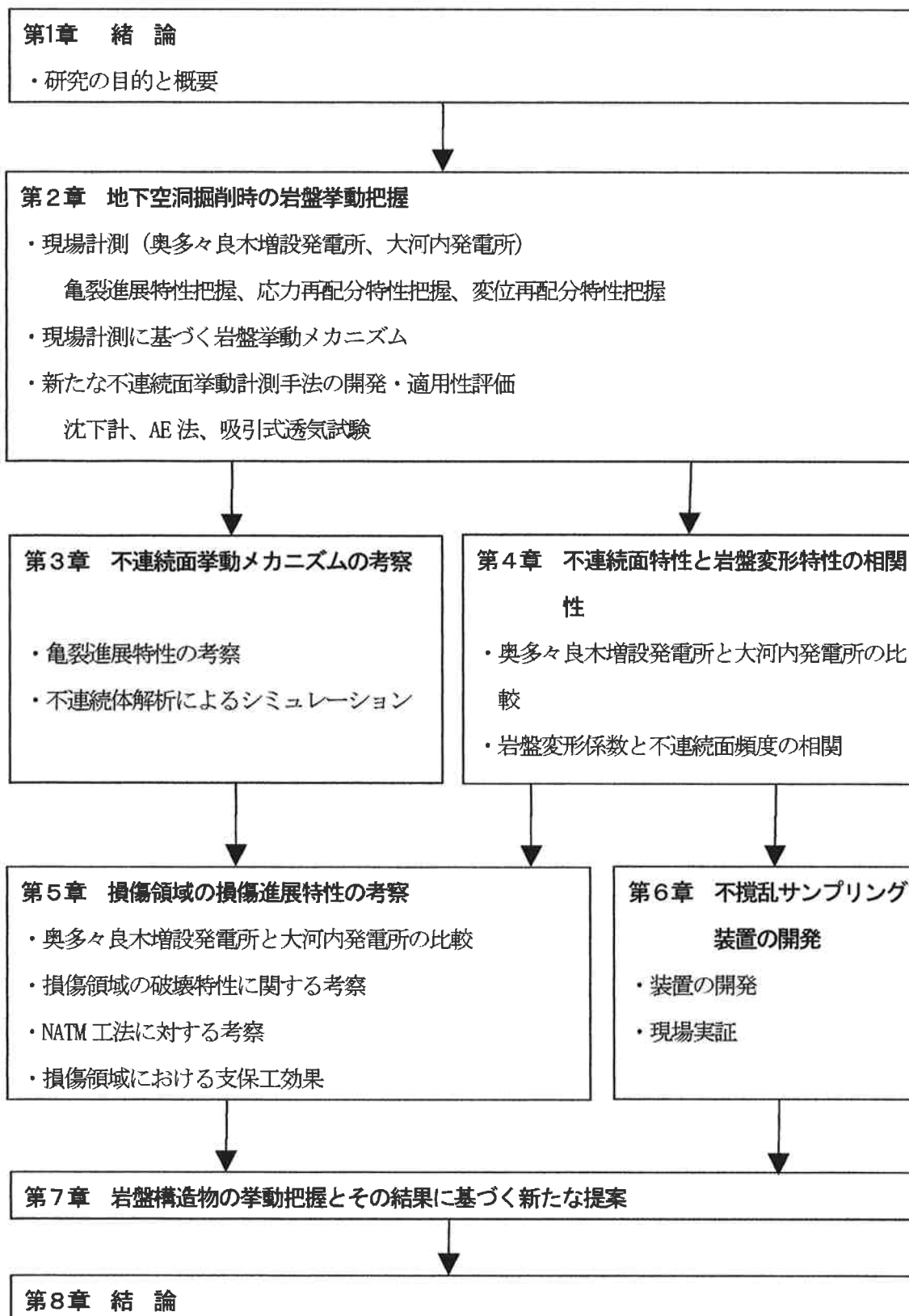
本論文では、不連続体としての岩盤挙動を把握するために、奥多々良木増設発電所と大河内発電所の地下空洞において、先行トンネルより空洞に向けて穿孔した複数のボーリング孔を用いて、掘削時における亀裂進展特性、応力再配分特性、変位特性などを計測するとともに、計測結果を基に亀裂進展特性や不連続面の変位が応力再配分特性に与える影響を分析する。また、現場計測結果から、応力再配分が亀裂進展特性や地下空洞の安定性に与える影響について考察を行う。

さらに、奥多々良木増設発電所と大河内発電所の計測結果を比較することで、初期の不連続面頻度が空洞掘削時の亀裂進展特性に与える影響を分析し、他地点の地下空洞や堅坑掘削時の計測データも加え統計処理することで、応力開放時における岩盤変形係数に対する不連続面頻度の影響を定量化する。

また、不連続体としての岩盤物性の評価精度を高めるために、不連続性岩盤や滑りの原因となる弱層部を不攪乱サンプリングするためのボーリング装置の開発について述べる。

最後に、検討結果を基にした提案として、地下空洞、堅坑および斜面に対して、不攪乱サンプリング装置によるボーリング調査法、不連続面を考慮したパラメータ評価法、損傷領域評価のための計測法および逆解析による損傷領域評価法の提案について述べる。

以下に論文の構成を示す。



参考文献

- 1) 赤木知之, 田野久貴, 森孝之, 伊藤孝: 平板載荷試験結果の評価における問題点と解析的検討
第30回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, 2000, p.318-322.
- 2) 酒井俊郎, 得丸昌則: 堆積軟岩における平板載荷試験と孔内載荷試験の変形特性の相違に関する検討. 第30回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, 2000, p.313-317.
- 3) 永井哲夫, 国村省吾, 田中典明: 不連続性岩盤の力学特性に及ぼす応力経路の影響に関する一考察. 第30回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, 2000, p.134-138.
- 4) 谷和夫, 金子進, 豊岡義則, 川崎了: ロータリー・コア・サンプリング時のコア・バレルの揺動と新しいサンプリング法の提案. 土木学会第53回年次学術講演会講演概要集.
- 5) 武田伸二, 小宮国盛, 竹内一郎: 最新の気泡式ボーリング工法によるサンプリング技術. 土と基礎, Vol. 46, No. 5. 1998, p. 28-30.
- 6) 荒木邦夫, 大鹿明文, 岡野軍治: 表層～深地下にわたり高品質コアを採取する「IFCS 工法」の開発 (懸濁) 気泡水コアサンプリング工法, 電力土木, NO. 303, 2003, p. 156-158.
- 7) 地盤工学会: 地盤調査法, 1995, p. 163-172.
- 8) Oda, M, Suzuki, K, Maeshibu, T: Elastic compliance for rock-line materials with random cracks, Soils and Foundations, 1984, Vol24, p27-40.
- 9) 吉田秀典, 堀井秀之: 破壊するジョイントを含む岩盤の構成式のモデル化とFEM解析, 第9回岩の力学国内シンポジウム, 1994, P. 1-6.
- 10) 北條明, 中村真, 打田靖夫, 吉田次男: 2系統の不連続面を有する岩盤におけるロックボルトの補強効果, 第26回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, pp186-190, 1995.
- 11) 清水則一, 垣原裕, 中川浩二, 桜井春輔: 地下空洞掘削時の現場計測における変位計測機器の配置について, 第30回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, 2000, p.421-425.
- 12) 畑浩二, 中尾通夫, 北岸秀一: 岩盤内不連続面可視化システムの開発, 第9回岩の力学国内シンポジウム, 1994, P. 199-204.
- 13) 武内邦文, 志村友行, 芥川真一, 桜井春輔: 岩盤の非均質性を考慮した逆解析手法の開発とその適用性, 土木学会論文集No. 659/III-52, 2000, p. 241-252.
- 14) 武内邦文, 志村友行, 芥川真一, 桜井春輔: 逆解析適用結果に基づく岩盤安定性予測解析法の開発, 土木学会論文集No. 701/III-58, 2002, p. 253-262.
- 15) 小杉昌幸, 玉井昭雄, 石原治幸: 岩盤内不連続面の三次元変位計測法の開発, 土木学会論文集No. 517/III-31, 1995, p. 181-188.
- 16) 中山昭彦, 山田文孝, 打田靖夫, 川谷健, 桜井春輔: 岩盤ゆるみ領域評価のための真空透気試験, 土木学会論文集No. 575/III-40, 1997, p. 9-24.

第2章 地下空洞掘削時の岩盤挙動把握

2. 1 はじめに

不連続性岩盤において、不連続面の挙動が岩盤の挙動を支配することが知られているが、構造物建設時の不連続面の挙動については、十分に把握されていないのが実状である。そこで、奥多々良木増設発電所と大河内発電所の地下空洞掘削時において、従来の施工管理に用いられている計測に加えて、ボアホールスキナーによる亀裂観察、岩盤内微小ひずみ計測によるひずみ測定等を行い、亀裂進展特性や不連続面の変位が応力再配分特性、変位特性に与える影響等について分析を行った。

計測の際には、既存の計測手法では不連続面の変位を定量的に評価することが困難なため、新たな手法として沈下計を考案した。

2. 2 奥多々良木増設発電所における地下空洞周辺岩盤挙動

2. 2. 1 奥多々良木増設発電所の概要

奥多々良木増設発電所は、兵庫県朝来郡に位置し、平成10年以降のピーク需要に対応するため、図2-1に示すとおり、既設発電所の水路系の北側に1系列の水路系と2台のポンプ水車・発電機を増設した。これにより、ダムや貯水池を増設することなく発電規模のみを拡大し、既設発電所と併せて最大出力193.2万kWの国内最大の揚水発電所となった。工事の特徴としては、既設発電所を運転しながら工事を進める必要から取水口と放水口はケーソン工法を採用した。また、地下空洞

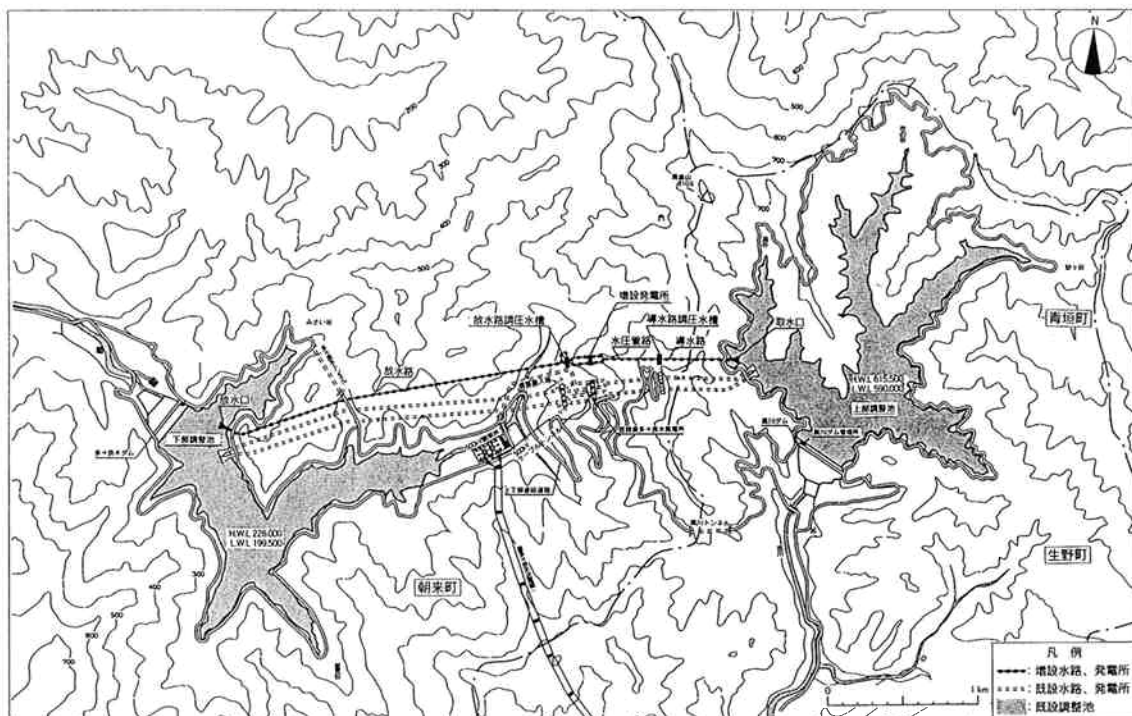


図2-1 奥多々良木増設発電所平面図

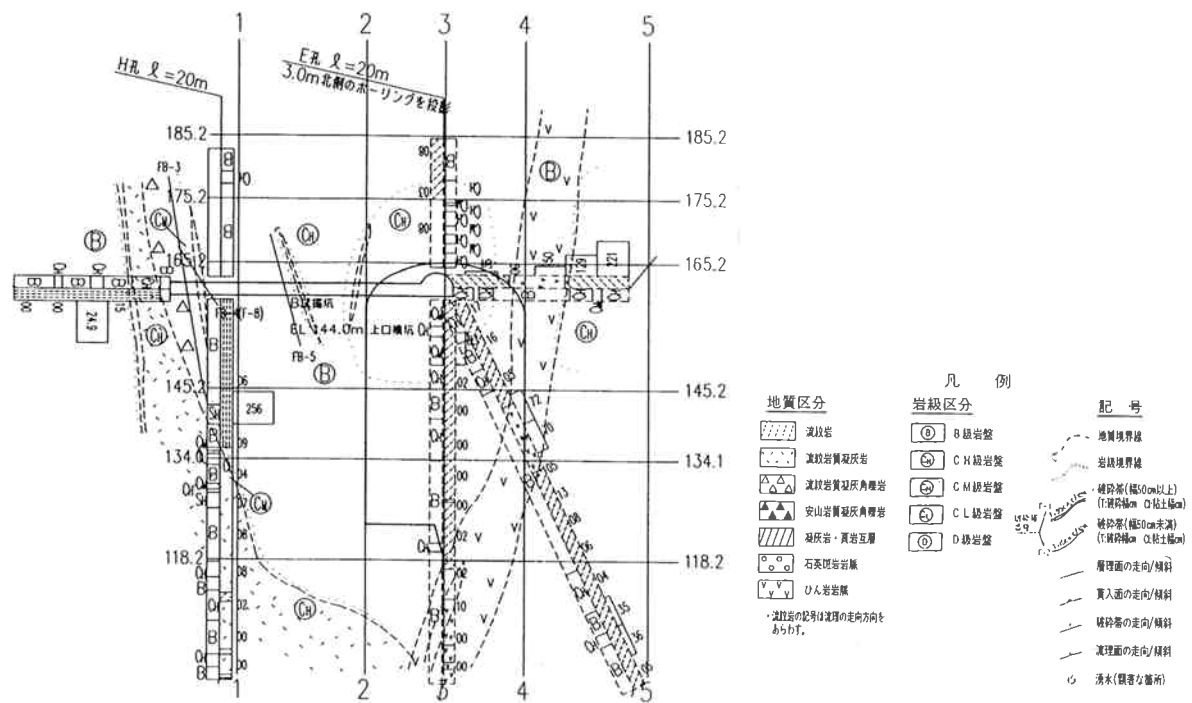


図 2-3 地下空洞周辺の地質断面図

比べやや劣る傾向がある。

地下空洞周辺には、小規模な破碎帯や変質帯が確認された。破碎帯の幅は最大 60cm 程度のもので平均すると 1～10cm と比較的小規模なものが多い。また断層破碎帯のなかには、数箇所熱水変質を受け粘土化している部分が確認された。

空洞掘削解析を実施するのに必要となる岩盤の強度定数、変形係数および初期地圧を評価するために、既設発電所の連絡横坑および試掘横坑を利用して各種試験が実施された。

①せん断強度試験

空洞周辺の大部分を占める B 級流紋岩を対象にブロックせん断試験が実施された。供試体寸法は、35×60×60cm である。結果は表 2-1 に示す。

表 2-1 せん断試験結果

ピーク強度		残留強度	
C (MPa)	ϕ (°)	C' (MPa)	ϕ' (°)
2.51	57.3	1.96	42.9

②変形試験

試掘横坑内の流紋岩の 2ヶ所において平面載荷試験 (φ300mm) が行われた。結果は表 2-2 に示すとおりである。

表 2-2 変形試験結果

岩級	載 荷 時			除 荷 時		クリープ率 α
	変形係数D (MPa)	割線弾性係数ES (MPa)	接線弾性係数Et (MPa)	割線弾性係数Es (MPa)	接線弾性係数Et (MPa)	
B	16,500~25,700 平均 19,200	18,700~27,200 平均 22,300	18,300~26,100 平均 22,200	19,100~27,400 平均 22,700	18,400~26,800 平均 23,900	0.05~0.09 平均 0.07
C _H	3,300~11,200 平均 7,700	7,600~15,700 平均 12,400	7,700~15,700 平均 12,400	7,900~15,700 平均 12,700	7,700~20,400 平均 15,700	0.05~0.07 平均 0.06

③岩石試験

調査ボーリングコアを利用して各種岩石試験が行われた。結果は表 2-3 の通りである。

表 2-3 岩石試験結果

項 目	流 紋 岩			凝灰岩	ひん岩
	B級	C _H 級	C _M 級	B級	B級
表乾比重G _t	2.58	2.56	2.55	2.54	2.79
吸水率W (%)	1.36	1.64	1.97	2.36	1.18
弾性波V _p (km/s)	5.78	5.61	5.41	5.53	5.96
弾性波V _s (km/s)	2.97	2.84	2.47	2.64	2.87
引張強度(MPa)	9.1	4.5	5.0	11.9	6.1
圧縮強度(MPa)	2.97	2.84	2.47	2.64	2.87
静弾性係数Et ×10 ⁴ (Mpa)	5.2	5.7	4.1	5.6	4.9
静ポアソン比 ν	0.22	0.23	0.32	0.25	0.2
粘着力 C (Mpa)	15.7		7.4	14.7	11.9
内部摩擦角 ϕ (°)	60		49	54	63

④初期地圧測定試験

既設発電所横坑内の 2 ヶ所において、当社電力技術研究所が開発した円錐孔底ひずみゲージ法を用いて地山の初期地圧を測定するとともに、同坑内から 2 ヶ所ボーリングを実施し供試体を作成し、AE 法のガイザー効果により初期地圧が測定された。円錐孔底ひずみゲージ法は、所定の位置と方向に $\phi 56\text{mm}$ のコアボーリングを行い、その孔底を円錐形状に仕上げ、その周辺にひずみゲージを接着した後、 $\phi 116\text{mm}$ のダブルコアチューブによるオーバーコアリングにより開放ひずみを測定

し、応力に変換するものである。得られた3次元主応力図を図2-4に示す。AE法で得られた結果も示す。両手法で得られた3次元主応力はかなり整合性を示す。これらの結果を総合判断し平均をとり、発電所横断図での2次元主応力を評価したものも併せて示す。

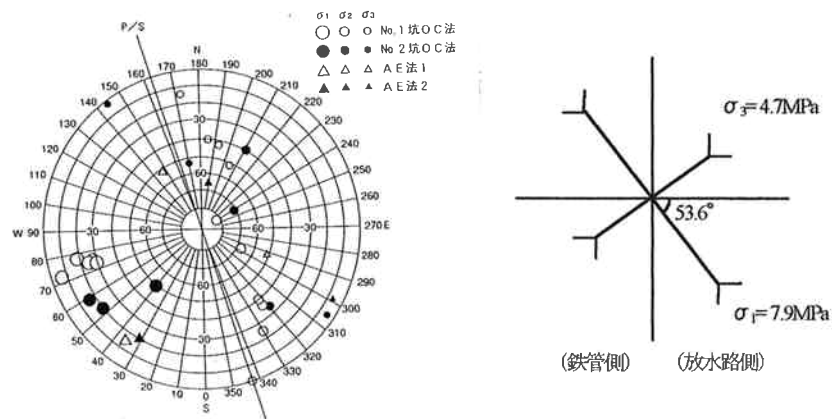


図2-4 初期地圧測定結果

⑤不連続面の幾何学的特性

試掘坑および換気竪坑において、スキャンライン調査が行われた。図2-5に岩種別および全体の節理調査結果をステレオ投影（下半球投影）したものを示す。岩種に係わらず傾斜角が鉛直面に近いものが卓越する。本亀裂群を地質学的に分類すると、広域的な応力場を反映し断層形成と関連したと考えられる南北性の節理群であるAタイプ、および、Aタイプとは別の形成機構を持つと推定される東西性の節理群であるBタイプに分けることができる。

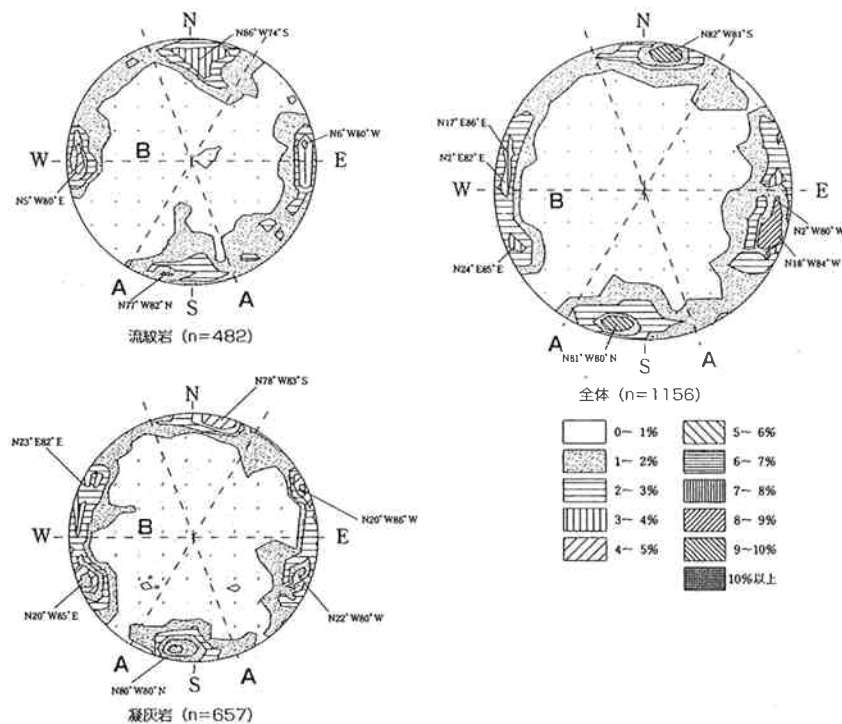


図2-5 ステレオ投影図

2. 2. 3 地下空洞の設計検討概要

地下空洞は、地表面下約 250m の位置で幅 25m、高さ 47m、長さ 130m の規模である。空洞周辺の地質が良好なことから、断面形状は弾頭型を採用し、掘削量を必要最小限とすることにした。

掘削解析は、電力中央研究所で開発された粘性を考慮した非線形弾性逐次掘削解析法を用いて、解析領域全体を B 級または C_H 級岩盤としたケース、空洞アーチ部に C_H 級、その他の領域に B 級岩盤が存在するケースの合計 3 ケース行われた。解析パラメータは、岩盤試験結果より評価した。図 2—6 に解析結果を示す。壁面での変位は、最大初期地圧の応力が開放される鉄管側アーチ肩部および放水路側側壁中央部で最大を示し、全岩盤を C_H 級としたケースでは、各々 15.4、22.3mm 程度である。破壊形態は、アーチ部では放水路側肩部で、側壁部では鉄管路側でせん断破壊が生じるものの、ほとんどが引張破壊である

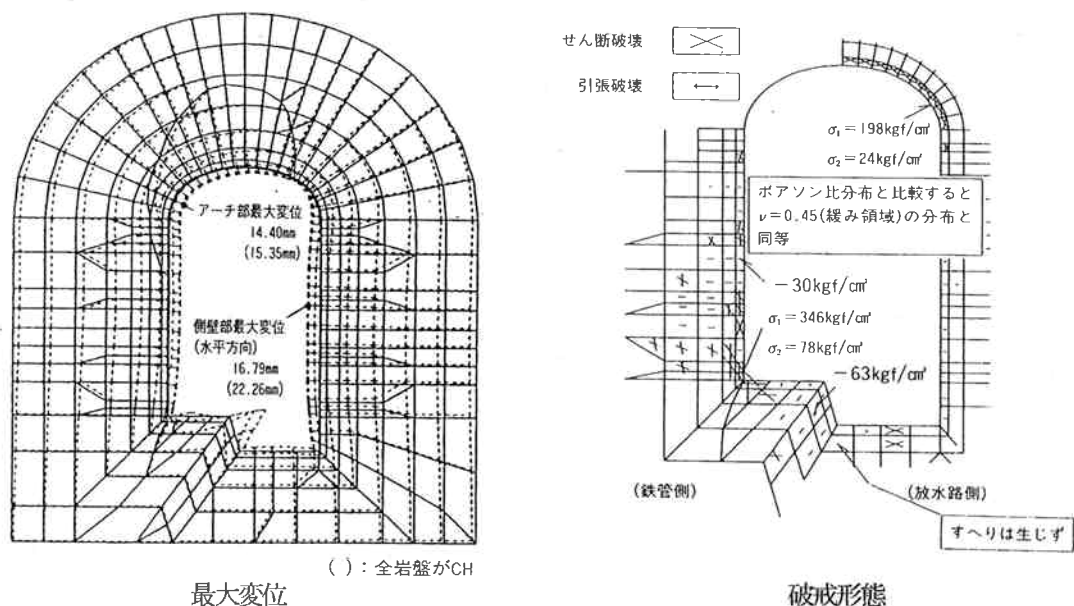


図 2—6 C_H 級岩盤ケースの解析結果

支保工は、NATM の考えに基づき吹付けコンクリート、ロックボルトをベースに、PS アンカーを補助的に打設する設計である。空洞天端、側壁は吹きつけコンクリートのせん断抵抗およびロックボルトの縫付け、梁形成・内圧・アーチ形成・地盤改良効果により周辺岩盤を安定させ、さらに補強領域内に仮定した崩落岩塊を PS アンカーの導入力により支えようとするものである。この際、従来のようにゆるみ領域に現実的には発生する確率の低い崩落岩塊を考えるのではなく、解析により生じるせん断破壊する領域の岩塊の抜け落ち、すべりに対して支保する考えで設計された。具体的には、アーチ部では連続してせん断破壊が生じる領域の岩盤自重を PS アンカーにより支えることとし、側壁部では引張破壊とせん断破壊が連続して生じる領域のすべり力に対し、PS アンカー導入力および岩塊自重による摩擦力により支える設計とした。

PS アンカーによる補強対象領域は、解析による破壊形態分布から、アーチ部放水路側に 13.5m^2 に1本（長さ10m、定着長4m、導入力45.5tf/本）と側壁部鉄管路側に 9m^2 に1本（長さ15m、定着長4m、導入力47.5tf/本）とした。解析上補強が不必要となる領域には、歯止めとして軸力計を設置したPS アンカーを 30m^2 に1本程度配置し、地質観察、計測値およびキープブロック解析等により必要に応じ施工中に順次補強した。

ロックボルトは、長さ5.0mで、 2.25m^2 に1本とし、吹付けコンクリートは、アーチ部で32cm（8cm×4層）、側壁部で24cm（8cm×3層）の厚さである。支保工の配置図を図2-7に示す。

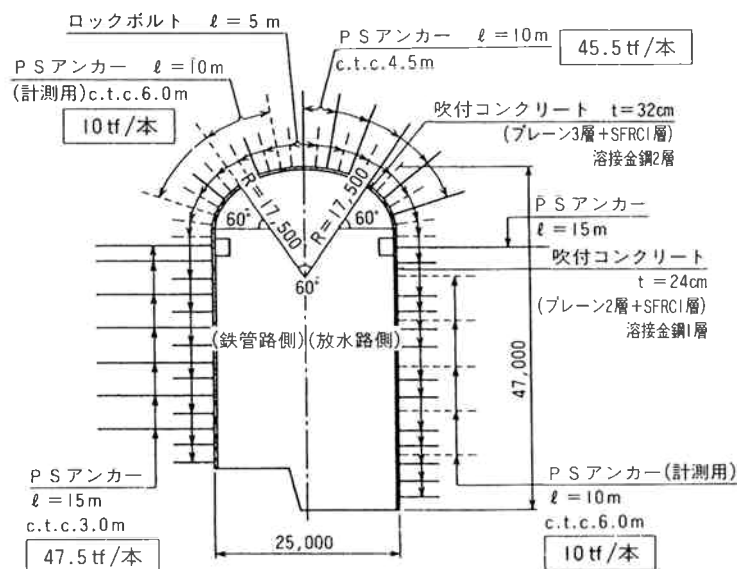


図2-7 支保工の配置図

アーチ部の施工は、中央導坑先進工法で行い、岩盤損傷対策としてSD工法が採用された。本体掘削は、ベンチカット工法により1～6リフトは1リフト当たり3m、7～10リフトは1リフト当たり3.6mの盤下げ掘削を行った。盤下げ時の発破は、岩盤への影響を最小限とするため先行して中割発破を行い、中割施工後に側壁部の払いを行った。側壁部の払いについては制御発破（スームスブラスティング）で行われた。

施工時には、情報化施工により、周辺岩盤の変状を監視し、それに応じて支保工の施工がなされた。情報化施工は以下の2種類が行われた。1つは、日々の切羽面の地質観察に基づきキープブロック解析を行い、異常があると判断した場合は管理会議を開き対策を立案する、異常がない場合には毎週開催される掘削会議で空洞の安定性を確認する。他の1つは、各リフト毎に、岩盤挙動計測結果および支保工の観察結果を総合的に整理・分析・評価するとともに、逆解析・順解析により将来予測を行い、不安定性が認められた場合は、掘削管理会議を開き対策を立案するものである。図2-8に情報化施工体制を示し、表2-4に計測項目を示す。

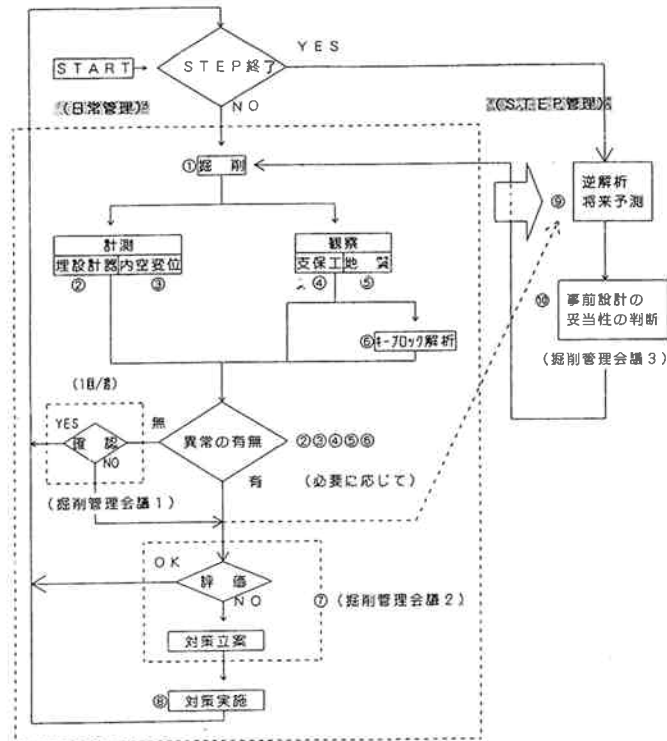


図2-8 情報化施工体制

表2-4 計測項目

項 目		容 容	形 態
①	掘 削	掘削・吹付・RB工・PS工・金鋼工	
②	計 測	埋 設 計 器 地中変位計、PS工軸力計、RB軸力計、吹付コンクリート応力計による計測出力（経時変化、断面分布） 異常の有無の判断（管理値との整合、異常値のチェック）	JV計測チーム→関電へ毎日グラフを送付
③	測	内 空 変 位 コンバージェンスメジャー、測距器による計測出力（経時変化、断面分布）、異常の有無の判断	JV計測チーム→関電へ毎日グラフを送付
④	観	支 保 工 目視観察による支保変状の有無のチェック 異常の有無の判断	異常があれば、メモにして掘削管理会議へ
⑤	察 地 質	切羽の不連続面のスケッチ（走向・傾斜・長さ・巾）	基礎地盤 → 関電 JV計測チーム 昼番切羽のみ観察
⑥	キーブロック解析	入力、解析 異常の有無の判断 対策立案、不連続面物性値の見直し	⑤の結果を入力
⑦	評価・対策立案	計測値の評価（原因究明） 支保変状の評価（ // ） 対策立案および実施の決定	②、③、④、⑤、⑥担当者がデータを提出し会議で吟味する。
⑧	対 策 実 施	RB工、PS工	
⑨	逆 解 析 将 来 予 測	逆解析 順解析 将来予測 補強範囲の提案	計測結果、地質スケッチ図、不連続面（3次元的）推定図を用いて行う （関電→NJEC）
⑩	事 前 設 計 の 妥 当 性 の 判 断	逆・順解析、将来予測の検討 補強範囲の決定 設計変更の決定	NJECがデータを提出する。
⑪	地 下 空 洞 に 関 する 検 討 会	空洞掘削に係る全般 ①キーブロック解析における不連続面の評価法 ②SD工法による観み領域の縮小に伴う設計・施工の合理化 ③情報化施工システムの構築と運用方法の検討 ④空洞安定解析	上記事項がまとまった段階で開催する。

空洞掘削時の岩盤挙動を把握するために、施工管理のための計測とは別に、空洞放水路側の側壁岩盤で計測を行った^{1) 2)}。計測は、図2-9に示す先行トンネルより空洞に向けて予め穿孔した4本のボーリング孔(B1~B4孔)で実施した。計測項目は、ボアホールスキャナー(BSS)による孔内観察、孔内載荷試験、鉛直方向相対変位計測、水平方向相対変位計測、岩盤内微小ひずみ計測、斜方向相対変位計測、および吸引式透気試験である。表2-5に各ボーリング孔の計測項目を示す。

17

各項目における計測方法は以下のとおりである。

(1) ボアホールスキャナーによる孔内観察

ボアホールスキャナーによる孔内観察は、B1～B4 孔において計器埋設時（リフト2掘削後）に行い、B1 孔ではリフト3、5、7、9、10掘削後も実施した。また、微小ひずみ計を埋設したB3 孔では、リフト10掘削後においても、先行トンネルからリボーリングを行い、孔内観察を行った。

ボアホールスキャナーの観測時には、プローブを孔奥にセットし、毎秒約1～2 cmの速さで巻きとりながら、撮影画像が適当な明度およびコントラストを持つように孔壁面を照明するライトの光量を調整しながら観測を行った。撮影した観測画像は、すべてデジタルデータレコーダーおよびビデオテープレコーダーにデジタルデータとアナログデータとして記録した。

孔内に分布する不連続面等の面構造を展開図にすると図5—10 のようになる。例えば、北から θ° 西の走向をもち南に α° で傾斜する不連続面がボーリング孔を横切っていたとすると、図のように孔壁の展開図上では、不連続面は周期関数（正弦・余弦）として展開される。孔壁観察では、鉛直ボーリングの場合、不連続面の走向は、不連続面の最大傾斜方向に、傾きは不連続面の最大傾斜の部分と水平線とのなす角度に、そして傾斜方向は不連続面の凹を示す極小点の方向となる。孔内観察図は、この原理にもとづき、解析装置上で、孔壁の展開画像をもとに求めた不連続面等の走向・傾斜を評価した。

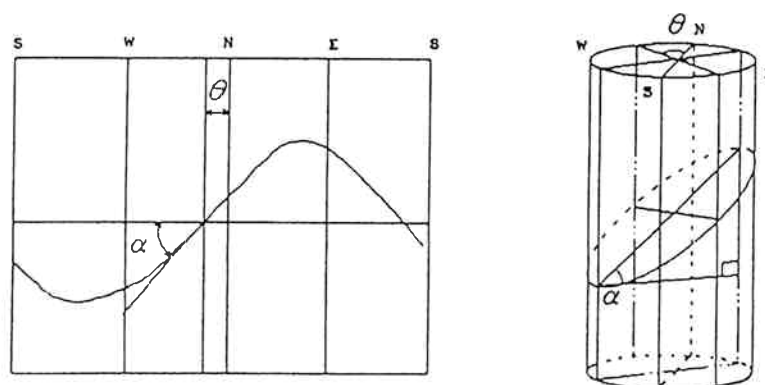


図2—10 ボアホールスキャナー展開図

(2) 孔内載荷試験

孔内載荷試験（KKT）を計器埋設時に B2～B4 孔で、空洞掘削後に B3 孔で行い岩盤変形係数の評価を行った³⁾。試験は、先行トンネルから1 mピッチで行った。KKTは、載荷本体に6個の小型特殊ジャッキを同一方向に組み込んであり、高圧ホースを通じて送り込まれてくる高油圧力を、さらに6個のピストンで増圧し集計された加圧力を平均して剛性載荷板に作用させる。載荷板の反対側には、載荷板と同面積をもった突出部があり、岩盤孔壁に載荷板と等しい反力が作用する。本体の外径は65mm、長さ500mmであり、変位量の測定精度は2/1000mmである。

(3) 岩盤内微小ひずみ計測

埋設型微小ひずみ計は、電中研式地圧測定ゲージのゲージ素子として実績のあるBS-5B型小標点距離ひずみ計を改良したものであり、1本のボアホール中に連結して多数埋設できるよう加工したものである。すなわち、図2-11に示すように、測定成分を鉛直に向けた1つのゲージに治具を塩ビパイプに固定し、前後にガイド用の車輪を取り付けたものを多数連結してセメントペーストでボアホール中に埋設した。

ゲージの標点間距離は58mmであり、この間の平均ひずみを内蔵したダイアフラムの変形とひずみゲージで検出した。ゲージはゴムホールドされた剛性の低い、いわゆる「やわらかい」ゲージである。しかし、埋設に用いるセメントペーストが固化した後円筒を形成するとゲージ挙動に影響を及ぼす恐れがあるため、ゲージの側面に図中にハッチングで示した仕切り板を設けた。ゲージの標点間距離58mmに対し、埋設するボアホールの直径を66mmとし、ゲージの周囲のセメントペーストがあまり厚くならないように配慮した。

微小ひずみ計の埋設は原則として1mピッチに計画したが、BTVによるボーリング孔内観察とボーリングコア観察より、堅岩部に埋設できるように連結用ロッドの長さを現地に調整した。最終的には、地下空洞壁面1.7mから11.7m間にひずみ計11個を埋設した。

埋設方法は、まずボーリング孔(B3孔、 $\phi 66$ mm、下向き 4°)を掘削し、その後、連結用ロッドで接続したひずみ計と温度計を孔内に挿入した。次に、ひずみ計埋設区間をパッカーで閉塞し、手押しポンプでひずみ計周辺をグラウトした。

測定時には、各測点の測定用ケーブルをスイッチボックス(ASW-50C-05)に接続し、ひずみ測定器(TDS-601)により、1回/日の頻度で測定した⁴⁾。

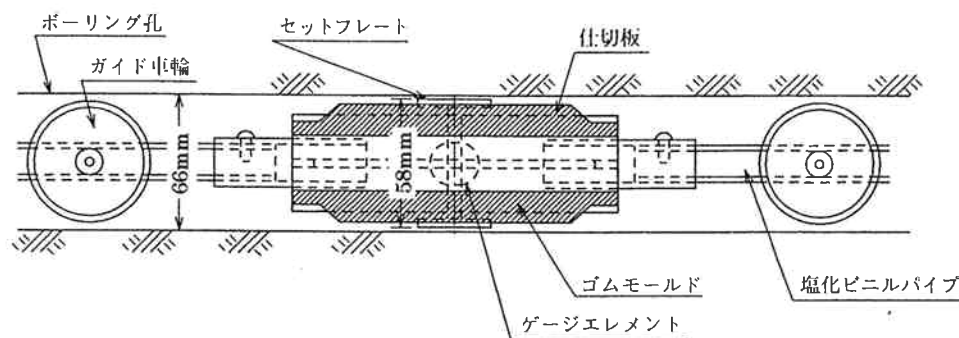


図2-11 埋設型微小ひずみ計

(4) 鉛直方向相対変位計測

鉛直方向相対変位計測は、B1 孔において沈下計により各リフト掘削後に実施した。沈下計は、今回新たに考案した水圧計型の装置で、図 2—12 に示すとおり、ボーリング孔口に設置した基準水槽の水面からの水頭を水圧計で計測するものであり、ボーリング孔底の沈下、隆起量を水圧の変化として計測するものである。センサー部には、シールド掘削に伴う地表面の沈下等の計測に実績のある高精度の水圧計 (DUP-100L:東横エルメス)を用い、この水圧計を直径 65mm、長さ 380mm の小型カプセルに内蔵し、カプセルに脱着自在のアルミ製接続ロッド、測定テープ、およびけん引用のワイヤーをつけ、孔内の任意の位置での測定を可能にした。測定は、図 2—13 に示すとおり、水圧計を組み込んだ本体カプセルをボーリング孔に挿入し、孔軸方向に 50cm ピッチで行った⁹⁾。

水圧計の測定範囲は $\pm 50\text{mm}$ で、それを超える場合には、基準水槽の盛り変えにより測定を行った。本装置では、基準水槽の盛りかえが円滑に行えるように基準水槽に手動の昇降装置を取り付けた。本装置の諸元は、表 2—6 に示すとおりであり、水圧計の測定精度は $\pm 0.5\text{mm}$ である。測定精度については、内径 83mm、長さ 8 m の塩ビ管を用いた検証を行った。

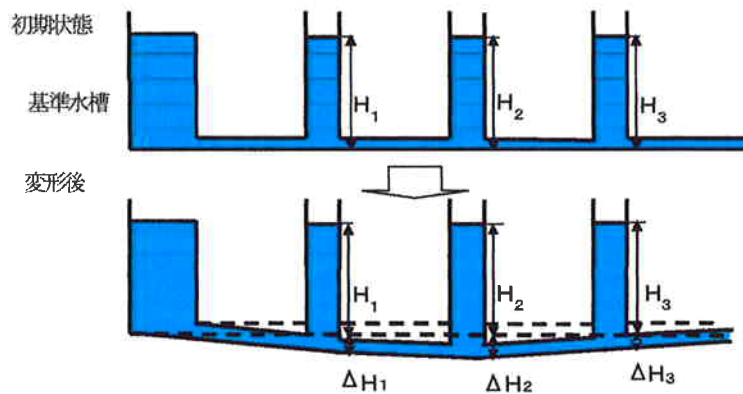


図 2—12 沈下計による計測原理

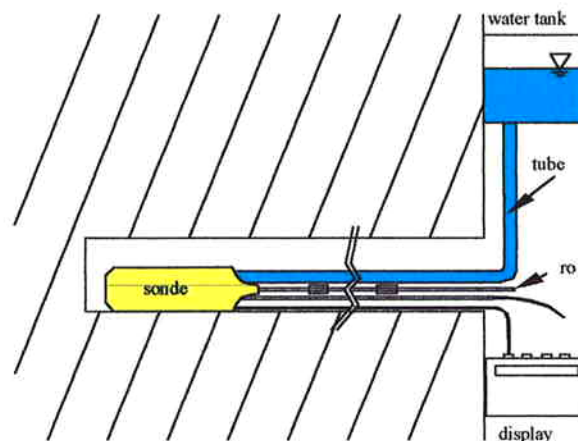


図 2—13 沈下計による計測

表 2－6 沈下計の諸元

測定範囲	± 50 mm
測定精度	± 0.5 mm
計器長	350 mm
計器外径	φ 60 mm
防止処置	防水構造
形状	φ 60 円形カプセル
挿入/引出し方法	挿入管で孔奥へ押し込み、メジャー付のけん引ロープを引きながら連続的に測定する。
ケーブル	0.5 mm×4 芯
連通管	φ 18 mm ビニールホース
出力方式	差動トランス型圧力計
重量	約 2.5kg (連通管、ケーブルは除く)
較正方法	壁面にテスト用のパイプを 10 mm、20 mm の段差で設置し、計測時に出力を確認する。

(5) 水平方向相対変位計測、斜方向相対変位計測

水平方向および斜方向の相対変位測定には地中変位計を使用した。アンカー点数は、いずれも 8 点である。変換器部の外径は φ 70 mm であり、φ 76 mm のボーリング孔に埋設できる。水平方向の相対変位は B2 孔で、斜方向の相対変位は B4 孔で測定した。測定範囲は 0～100 mm であり、変換器はポテンシオメータ型である。地中変位計の諸元を表 2－7 に示す。

地中変位計の設置時には、まずアンカー部をボーリング孔内に挿入した後、ホールインアンカーで当部のフランジを壁面に固定した。次に孔奥から順にアンカーを水圧で加圧・固定し、最後に、ベントナイトセメントで孔内をグラウトした。ただし、B4 孔は、斜方向であることから、最初にベントナイトセメントで孔内を充填した後、地中変位計を設置した。地中変位計のアンカー位置を表 2－8 に示す。

計器埋設後、各測点の測定用ゲージをスイッチボックス (ASW-50C-05) に接続し、ひずみ測定器 (TDS-601) により、1 回/日の頻度で測定した。

表 2-7 地中変位計の諸元

型式	EM-100-8E
変換型式	ポテンシヨメータ型
測点(アンカー数)	8 点
測定範囲	100 mm
アンカー加圧力	3 MPa
ボーリング口径	76 mm
出力ケーブル	保護層付多芯ケーブル
メーカー	(株)東亜測器

表 2-8 地中変位計のアンカー位置

孔名	計器名	壁面からの距離								
B2 (水平)	E1	バネ式 起点		20.4	18.4	16.4	14.4	(12.4)	10.4	(8.4)
		本体空洞 起点		2.04	4.04	6.04	8.04	(10.04)	12.04	(14.04)
B4 (傾き30°)	E2	斜 距 離	バネ式 起点	23.6	21.2	18.9	16.6	14.3	12.0	9.7
			本体空洞 起点	2.3	4.7	7.0	9.3	11.6	13.9	16.2
		水 平 距 離	バネ式 起点	20.4	18.4	16.4	14.4	12.4	10.4	8.4
			本体空洞 起点	2.04	4.04	6.04	8.04	10.04	12.04	14.04

(6) 吸引式透気試験

空洞掘削後、B-3 孔において吸引式透気試験を行った。計測方法は、ボーリング孔内にダブルパッカーを挿入し、窒素ガスによりパッカーを拡張させボーリング孔壁に密着させることで、測定区間を設定する。その後、真空ポンプで測定区間の空気を吸引し、定常状態で測定区間の気圧、流量を測定し、透気係数 k を算出した。測定区間は、25cm である。また、システム図を図2-14に示す。

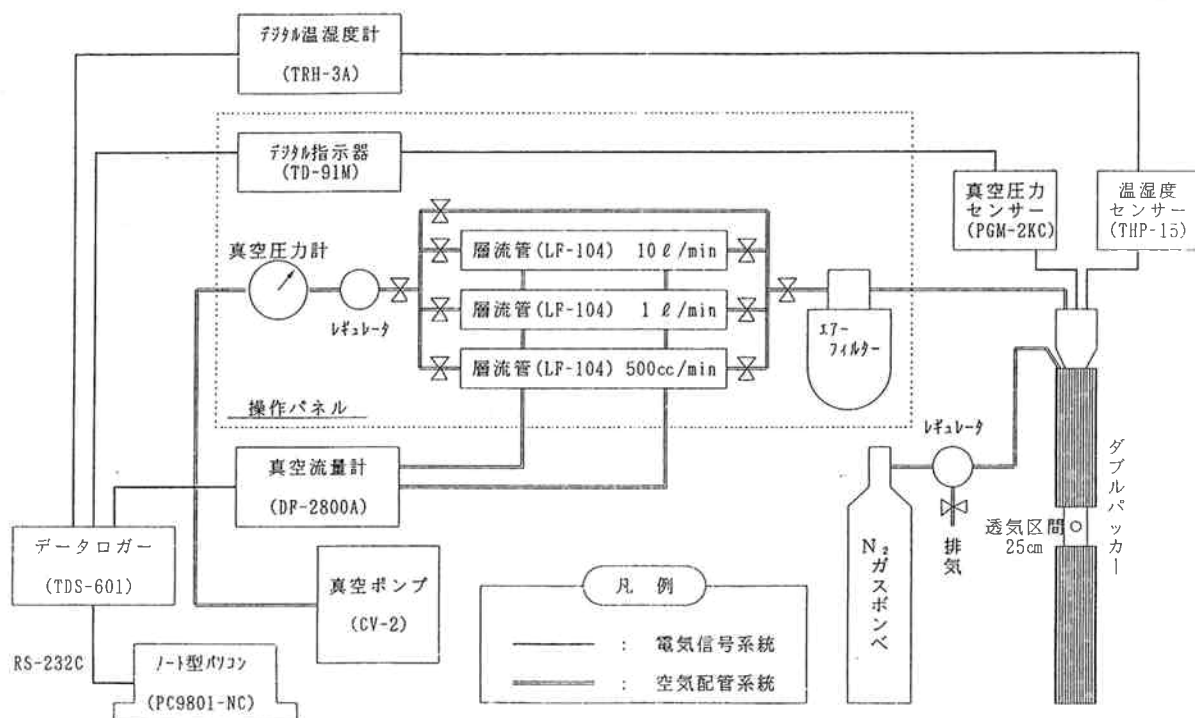


図2-14 吸引式透気試験システム図

2. 2. 5 計測結果

(1) ボアホールスキャナーによる孔内観察

図2—15は、B1～B4孔における1m区間の不連続面の頻度を種類ごとにまとめたものを示す。図2—16に不連続面の走向と空洞横断面内の傾斜方向を示す。不連続面の本数は、B1孔で73本(3.2本/m)、B2孔で78本(3.4本/m)、B3孔で68本(3.0本/m)、B4孔で69本(2.5本/m)であり、概ね3本/mの割合で不連続面が存在する。不連続面の内訳は、多い順に、密着亀裂(40.6%)、鉱物脈(39.9%)、はく離性亀裂(16.0%)、地質境界(3.5%)である。はく離性亀裂と密着亀裂は、いずれのボーリング孔においても、パイパストネル壁面から約6mまでの範囲に多く存在するが、これらの亀裂はパイパストネルの掘削に伴って発生したものと推定される。不連続面の方向は、B1～B3孔では、不連続面の種類にかかわらず、概ねN20E/90Vのものが卓越している。一方、B4孔では、N70E40°NWのものが卓越している。このような差異は、観測測線の偏向性に起因しているものと考えられる。

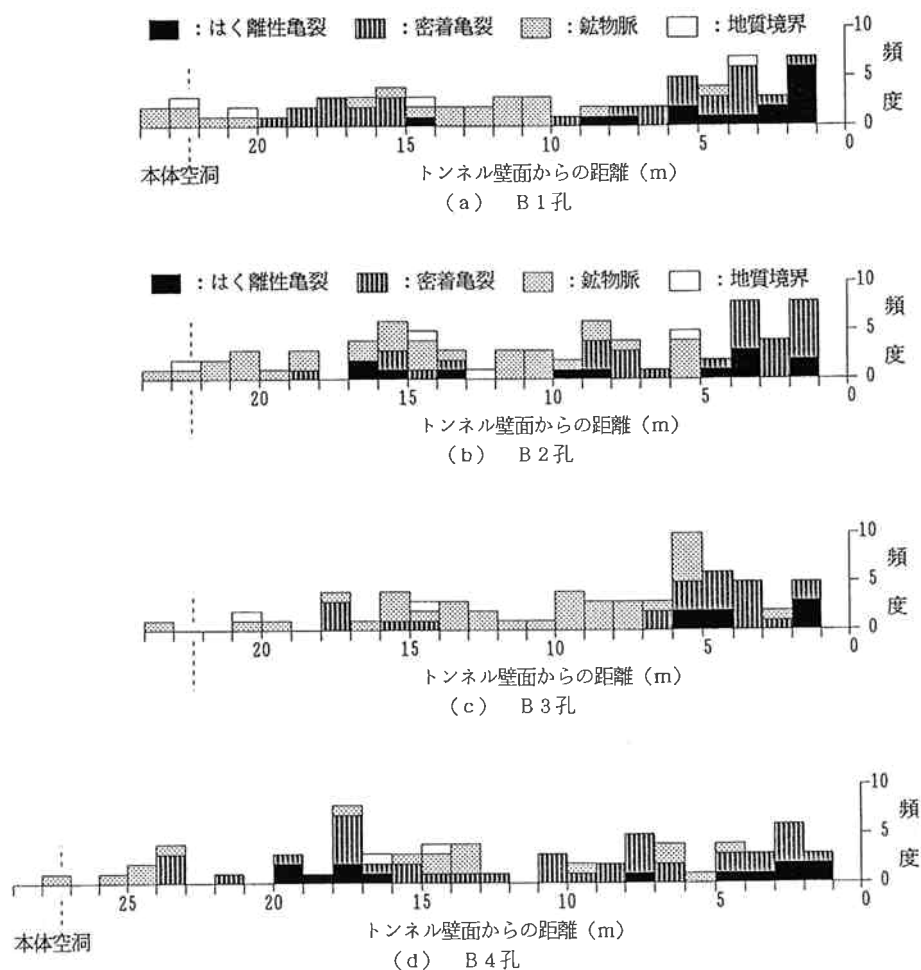


図2—15 各ボーリング孔の不連続面頻度

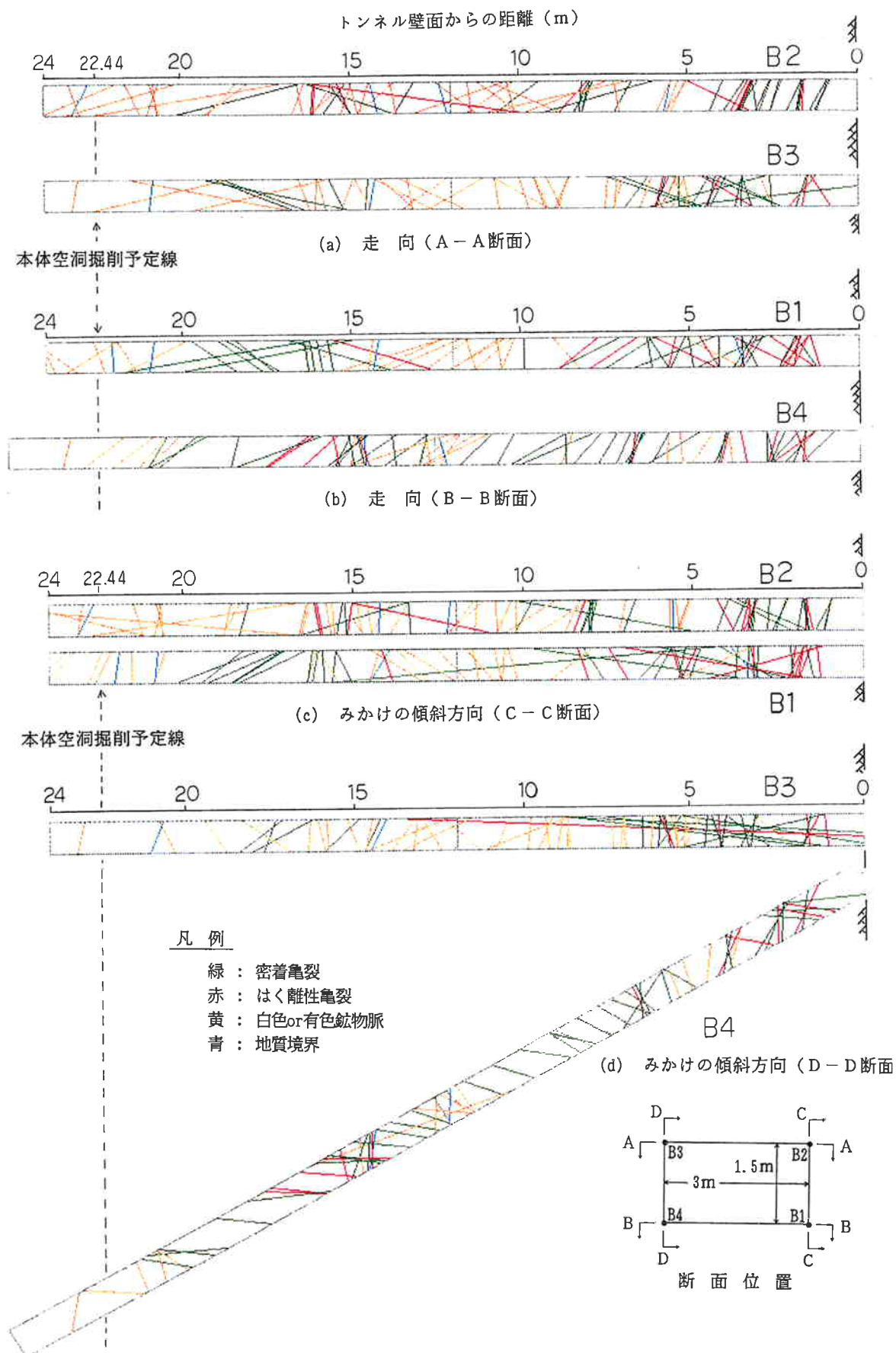


図2-16 不連続面の走行・傾斜

図2-17に、B3孔における掘削前の不連続面と掘削中に変化した不連続面の深度方向の頻度分布を示す。掘削前の不連続面の数は合計67本であり、1mあたり約3.2本の不連続面が存在した。内訳は、はく離性亀裂が7本、密着亀裂が22本、鉱物脈が36本、地質境界が2本である。掘削中に変化した不連続面は合計32本であり、1mあたり約1.5本の不連続面が変化した。内訳は、既存亀裂の開口が2本、鉱物脈の亀裂化が9本、新規に発生した亀裂が21本である。掘削時に亀裂変化が顕著であった領域は、空洞近傍と先行トンネルから14～17m（空洞から5.4～8.4m）の領域である。

先行トンネル壁面を基準とした亀裂開口幅の累積曲線を図2-18に示す。掘削前の状態において、先行トンネル壁面から約6mまでの範囲で亀裂が多く存在し、全体で3.6mmの亀裂の開口が認められた。掘削に伴って亀裂が変化した位置は、先行トンネルから14～17m（空洞から5.4～8.4m）の領域と空洞壁面近傍である。掘削に伴う開口幅の増分の累積値は7.1mmで、そのうち約5mmが空洞壁面近傍と先行トンネルから14～17mの領域に集中している。開口幅の増分の累積値を測線長（22.4m）で除した値（亀裂開口ひずみ）は約0.03%であり、亀裂開口が集中した2領域を除けば岩盤は弾性挙動をしていると見なせる。

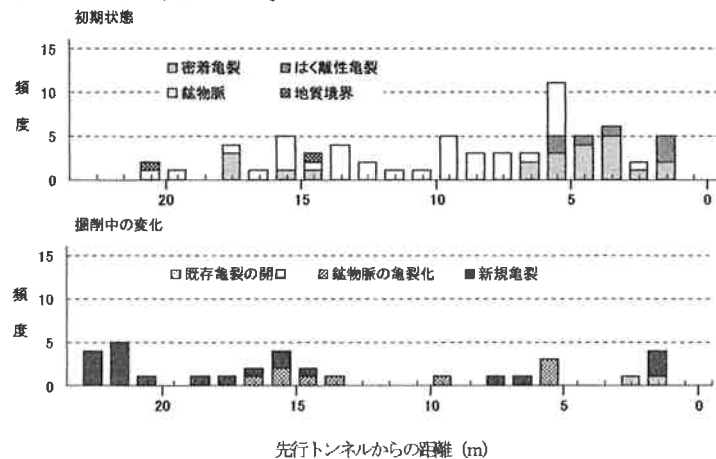


図2-17 B3孔における掘削前後の不連続面頻度

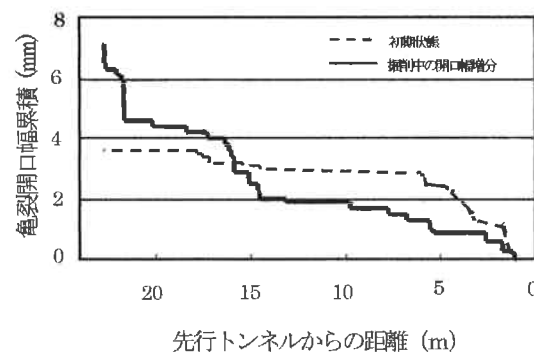


図2-18 亀裂開口幅の累積曲線

図2-19に初期状態の不連続面のステレオネット（下半球投影）および掘削により変化した不連続面のステレオネットを示す。初期状態の不連続面は、地下空洞に対して流れ目もしくは差し目が大部分を占める。掘削に伴って変化した不連続面の方向も、地下空洞に対して流れ目もしくは差し目が大部分を占める。

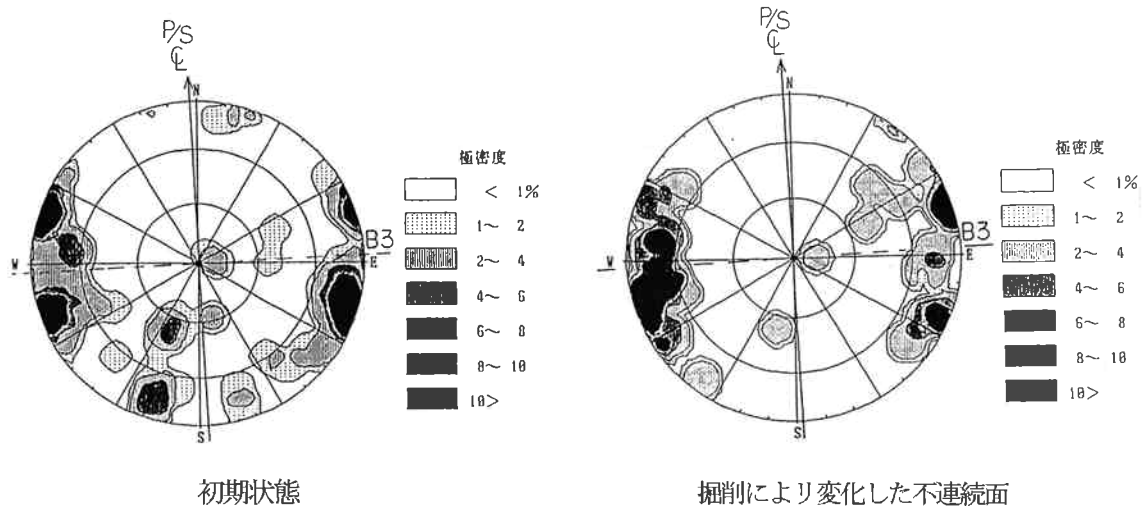


図2-19 B3孔における不連続面のステレオネット（下半球投影）

(2) 孔内載荷試験

図2-20に、B2～B4孔における計器埋設時の変形係数分布を示す。孔や岩種による係わらずほぼ一定の値で平均的な岩盤変形係数は5,400MPa程度である。

図2-21にB3孔における空洞掘削後の変形係数分布を示す。先行トンネルから14～16m（空洞から6.4～8.4m）の領域で、掘削に伴い変形係数の低下が認められる。特に、15～16mの領域で変形係数の低下が顕著であり、40%以上の低下が認められる。この領域は、ポアホールスキャナーによる観察で亀裂の進展が顕著であった領域と対応する。他の領域については、変形係数の変化は小さい。

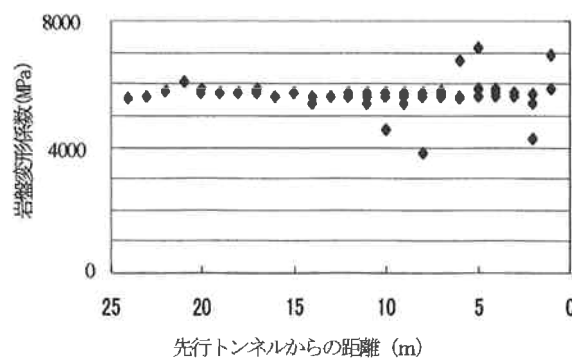


図2-20 計器埋設時の変形係数分布

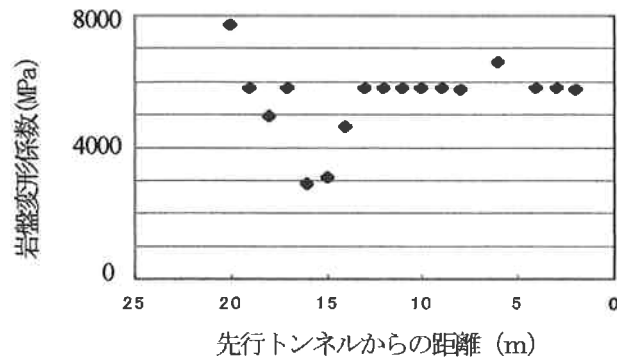


図2-21 空洞掘削後の変形係数分布

(3) 岩盤内微小ひずみ計測

図2-22 に掘削各リフトにおける鉛直ひずみ分布を圧縮側を負として示す。計測前の孔内載荷試験により、地下空洞と先行トンネルの間の岩盤剛性はほぼ一定であることが確かめられているため、鉛直ひずみ分布は掘削における鉛直応力の再配分特性を示している。応力再配分は不連続な挙動を示し、掘削時に鉛直応力が集中した領域と逆に開放された領域が存在する。先行トンネルから18.6～22.4m（空洞から0～3.8m）の領域で鉛直応力が開放され、先行トンネルから15.0～18.6m（空洞から3.8～7.4m）の領域では、鉛直応力が大きく増加し、先行トンネルから15.9m（空洞から6.5m）に応力集中が見られる。また、先行トンネルから12～15.0m（空洞から7.4～10.4m）では鉛直応力が減少もしくは、わずかな増加にとどまる。特に、先行トンネルから15～16m（空洞から6.4～7.4m）の領域での急減な鉛直応力の減少は、岩盤の不連続体としての挙動を顕著に示していると言え、岩盤を連続体と見なすと説明ができない。このような不連続な挙動は、他の地下発電所掘削時の計測データでも示されている。

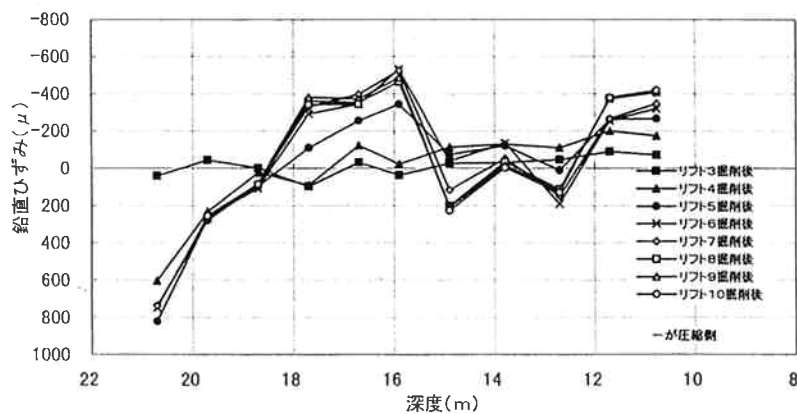


図2-22 掘削各リフトにおける鉛直ひずみ分布

(4) 鉛直方向相対変位計測

図2-23に各掘削リフトにおける鉛直方向相対変位分布を沈下側を負として示す。空洞掘削時の岩盤は不連続な挙動を示し、沈下する領域と隆起する領域が出現した。先行トンネルから15.5～18.5mの領域（空洞から3.9～6.9m）で、鉛直応力が増加した領域とほぼ整合する領域で、大きく沈下する傾向が認められ、逆に、空洞壁面近傍と先行トンネルから12～15.5mの領域（空洞から6.9～10.4m）で鉛直応力が減少した領域では、隆起する傾向が認められた。先行トンネルから15～16m（空洞から6.4～7.4m）の領域で特に顕著な変位の再配分が生じ、沈下領域と隆起領域の境界域となった。各領域における沈下量、隆起量は約4mmである。

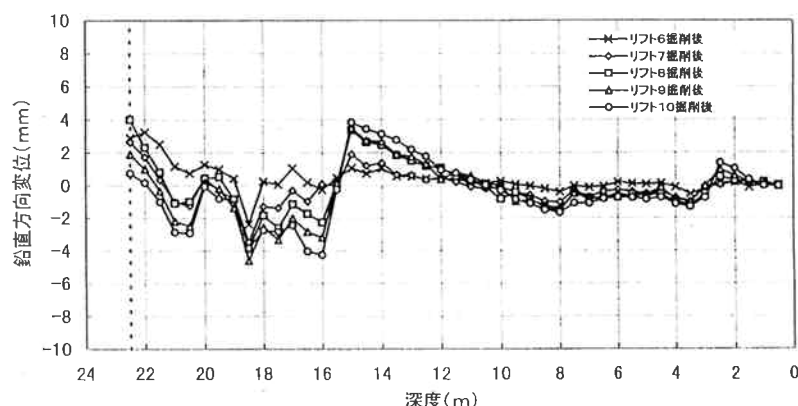


図2-23 各掘削リフトにおける鉛直方向相対変位分布

(5) 水平方向相対変位計測、斜方向相対変位計測

B2孔で計測した水平方向相対変位分布を図2-24に示す。計器設置後から空洞掘削完了までの先行トンネル壁面と空洞壁面の相対変位は約15mmである。前述の亀裂開口幅の累積値が約7mmであったことから、岩盤変位の50%程度が亀裂の開口によって生じたことになる。

変位は、空洞近傍と先行トンネルから14～16m（空洞から6.4～8.4m）の領域で大きい。空洞近傍は、亀裂進展が顕著であり、図2-17、図2-18に示すとおり、掘削時に変化が生じた亀裂頻度や亀裂開口幅の増大が顕著であった領域である。先行トンネルから14～16m（空洞から6.4～8.4m）の領域も亀裂進展が顕著であり、掘削時に変化が生じた亀裂の頻度や亀裂開口幅の増大が顕著であった領域である。各計測区間の見かけのひずみ（区間変位を区間長で除した値）は、最大となる18.5～20.5mの区間でも0.2%程度であり、その他の区間では概して0.1%以下である。

B4孔で計測した斜方向相対変位分布を図2-25に示す。計器設置後から空洞掘削完了までの先行トンネル壁面と空洞壁面の相対変位は約15.5mmである。変位の大きな領域は先行トンネルから16.6～18.9m（空洞から7.0～9.3m）の領域であり、亀裂進展が顕著であった領域に対応する。

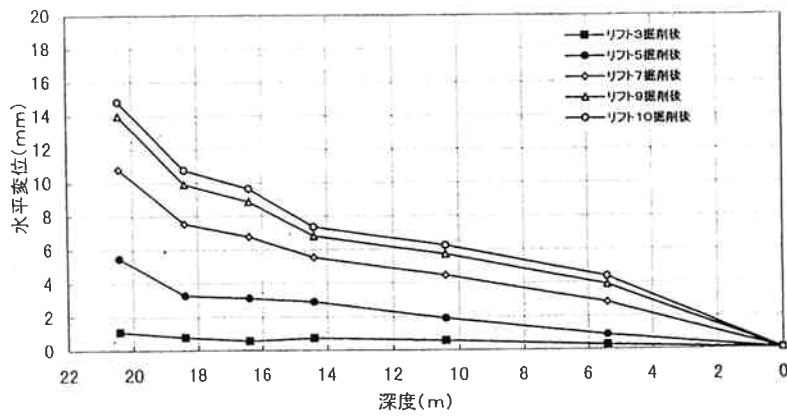


図2-24 B2孔の水平方向相対変位分布

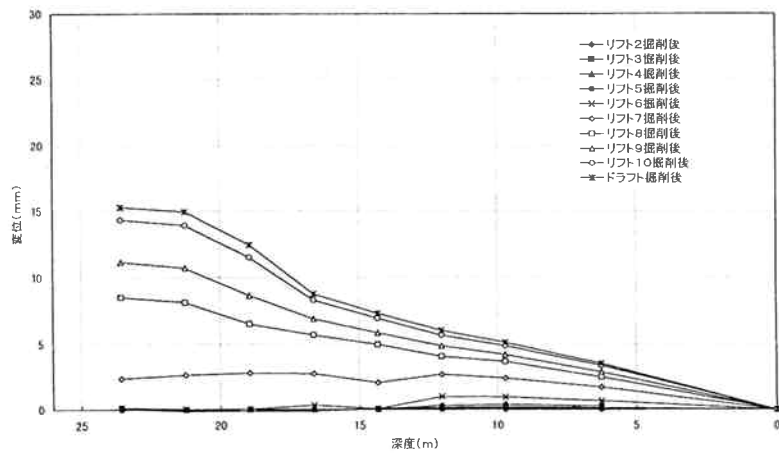


図2-25 4孔の斜方向相対変位分布

(6) 吸引式透気試験

吸引式透気試験により算出された透気係数を図2-26に示す。図より、先行トンネルから14.0～17.0m（空洞から5.4m～8.4m）の領域近傍および空洞近傍で透気係数が高い。当領域は亀裂進展が顕著であった領域である。また、先行トンネル近傍では、初期状態で亀裂頻度が高いのに対応して透気係数も高い。

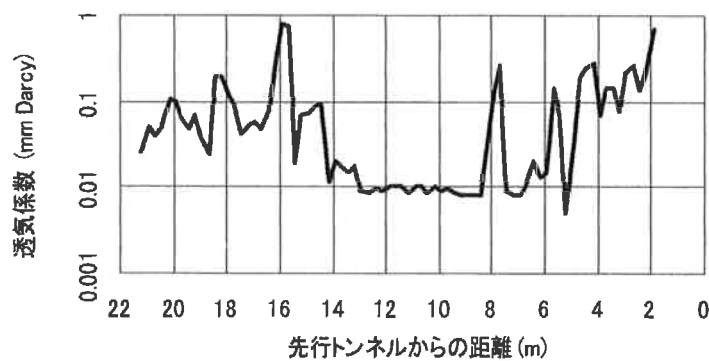


図2-26 透気係数分布

(7) 計測に基づく岩盤挙動メカニズムの考察

地下空洞掘削時の計測結果から、2つの領域で亀裂の進展が顕著であることが分かった。2つの領域は空洞側壁近傍および空洞から5.4～8.4m（先行トンネルから14.0～17.0）の領域である。両領域では、変化が生じた亀裂の頻度や亀裂開口幅の顕著な増加と、それに対応して顕著な変位の増加も見られた。また、空洞から5.4～8.4mの領域では、亀裂進展に伴い変形係数の低下も見られた。従来、空洞掘削によって生じる損傷は、ゆるみであり壁面から進展すると考えられていた。しかし、奥多々良木増設発電所の地下空洞では、従来考えられていたものとは異なる亀裂進展が生じていることが分かった。

空洞から6.5m（先行トンネルから15.9m）近傍で鉛直応力の集中が生じた。岩盤を連続体と考えられると応力集中は説明できない。また、図2-23の鉛直方向相対変位から、応力集中が生じた箇所の近傍でボーリング孔底に段差が生じ、不連続面の変位が生じたと考えられる。そこで、当該領域の不連続面の変化を詳細に検討した。その結果、図2-27に示すとおり、領域内（空洞から6.6m）に変位が生じたと評価できる不連続面が存在することが確認された。

写真2-1は、変位が生じた不連続面の掘削前と掘削後のポアホールスキャナー画像を示す。当ボーリング孔は、掘削前に、微小ひずみ計をセメントミルクで埋設固定し、掘削後、先行トンネル側からリボーリングを行った。掘削後の画像で、不連続面より空洞側のボーリング孔底にグラウトの付着が認められるとともに、鉱物脈が亀裂化したことから、不連続面で鉛直方向に変位が生じたことが分かる。

当不連続面の変位が応力集中を引き起こしたと考えられる。また、応力集中が生じた箇所は、空洞から5.4～8.4mの領域で亀裂進展が顕著であった領域内である。計測結果を基にした岩盤挙動を図2-28に示す。

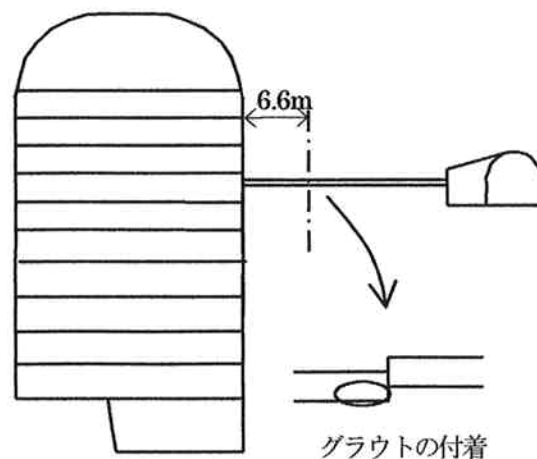


図2-27 変位が生じた不連続面位置図

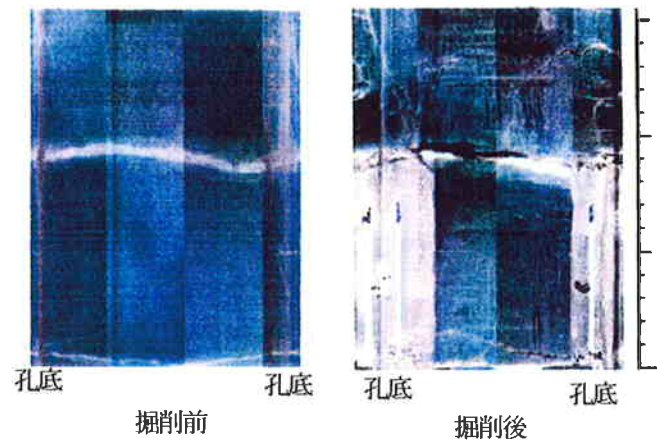


写真 2-1 変位が生じた不連続面の掘削前後の画像

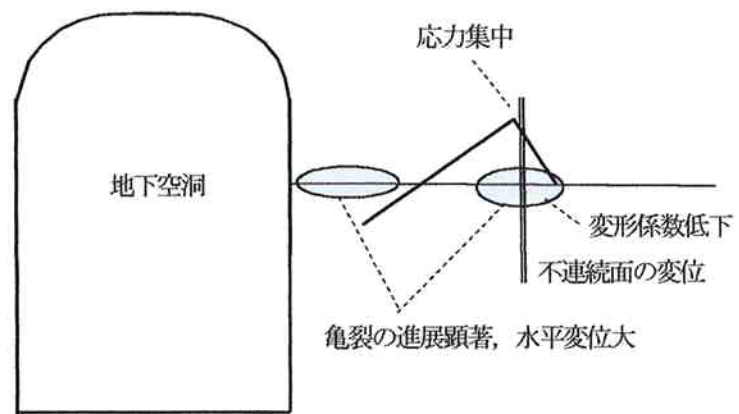


図 2-28 奥多々良木増設発電所における岩盤挙動メカニズム

2. 3 大河内発電所における地下空洞周辺岩盤挙動

2. 3. 1 大河内発電所の概要

大河内発電所は、兵庫県のほぼ中央部に位置し、瀬戸内海に向かって南に流れる市川水系犬見川および同小田原川支流太田川にダムを建造して建設された最大出力 128 万 kW (32 万 kW×4 台) の循環式純揚水発電所である。関西電力㈱としては、喜撰山、奥多々良木、奥吉野に続く 4 番目の揚水発電所である。昭和 63 年 12 月に着手し、平成 4 年 10 月に 1 号機が運転開始した。

当発電所は、図 2-29 に示すとおり、太田川の上流部に太田第一～第五ダムの 5 つのロックフィルダムを築造して上部調整池とし、下部調整池として犬見川中流部にコンクリート重力式の長谷ダムを築造して、上下部調整池間を約 1,200m の可逆水路で連絡することによって有効落差 395m を得るものである。

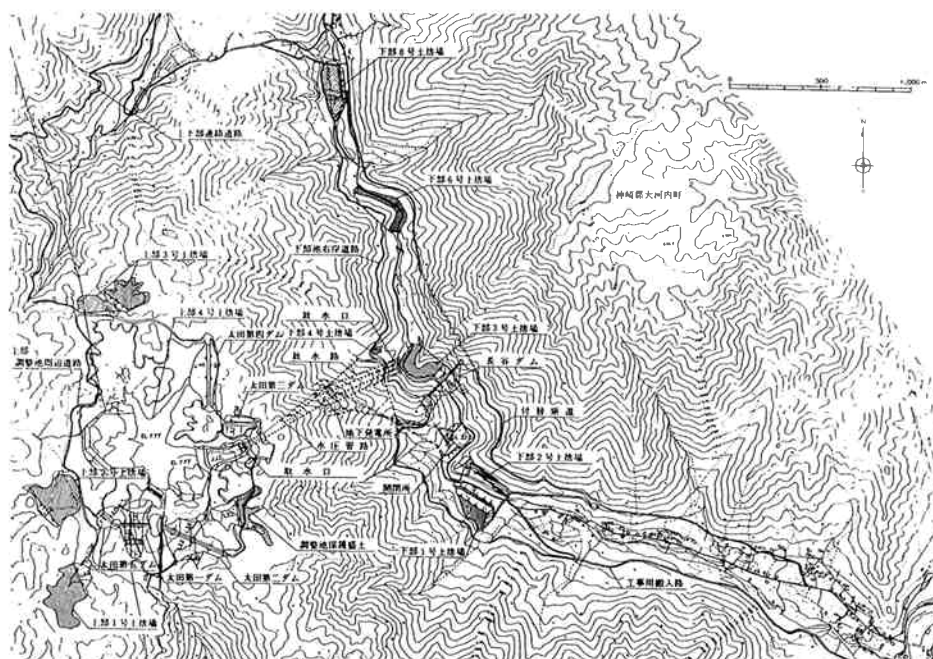


図 2-29 大河内発電所平面図

2. 3. 2 地質概要

当地点の地質は、古生代の舞鶴層群、古生代から中生代前期の夜久野火成岩類、中生代白亜紀の生野層群および生野層群を貫く閃緑岩類より構成されている。

舞鶴層群は粘板岩、砂岩を主とし、夜久野火成岩類は変斑れい岩等よりなるが、当地点北方の主として山岳地の標高の低い部分に分布している。

生野層群は中性～酸性の火成岩で、安山岩、ひん岩、流紋岩類とこれらの凝灰質のものよりなり、当地点全域にわたって広く分布している。

石英閃緑岩は、生野層群を押し上げる形で貫入しており、当地点では山腹から河床にかけての比較的標高の低い部分に見られる。

当地点の南方約 20km には、山崎断層があるが、当地点近辺 22km×18km の範囲について、航空写真による広域地質判定と現地踏査を行った結果、問題となるような断層は認められなかった。

空洞周辺岩盤は、中生代の生野層群に属するひん岩であり、弾性波伝播速度 V_p が弾性波探査の平均値で約 5～6 km/s、電中研式岩盤分類が C_H 級であり、一軸圧縮強度の平均値は 237MPa で堅硬な性状を有している。図 2-30 に地質断面図を示す。

空洞周辺に大きな断層・破碎帯は認められない。しかし、図 2-31 に示すとおり、3組の卓越する節理群（N45W/51SW、N59E/84NW、N68W/48E）が存在している。そのうち2組は、走向が空洞長軸にほぼ平行で鉄管路側に傾斜するものと放水路側に傾斜するものが認められる。他の1組は、第1卓越節理群であり、走向が空洞長軸にほぼ直交し、高角度の傾斜を有している。

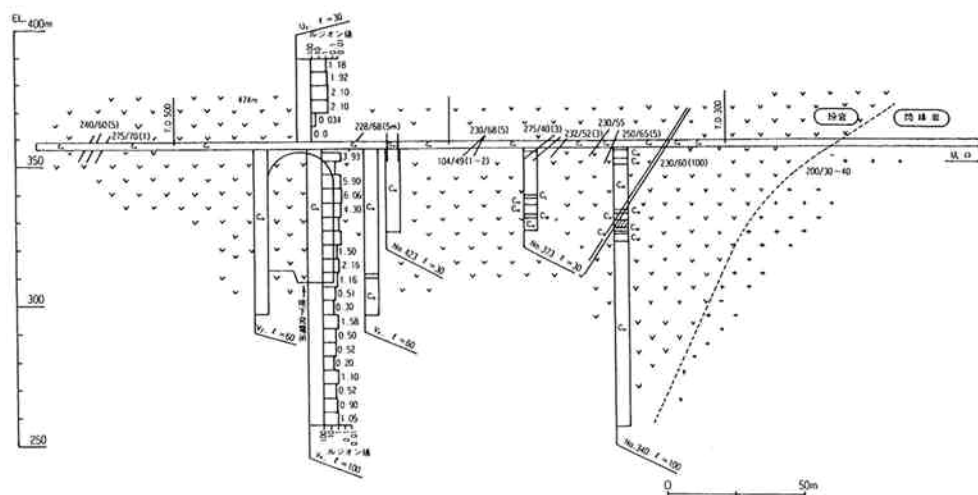


図 2-30 下空洞周辺の地質断面図（大河内発電所）

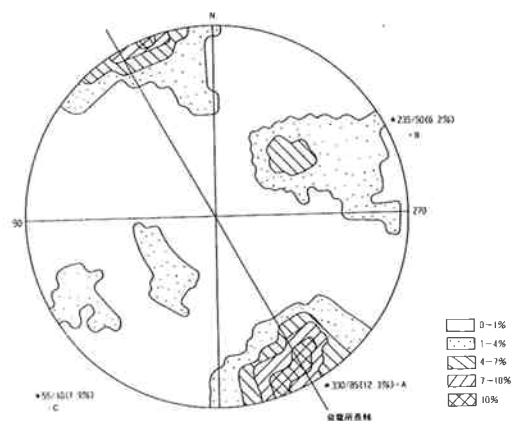


図 3-31 ステレオ投影図（大河内発電所）

空洞掘削解析を実施するのに必要となる岩盤の強度定数、変形定数および初期地圧評価が試掘横坑において行われた。

①せん断強度試験

試掘横坑内の C_H 級および若干節理間隔短い C_H (クラッキー) 級の 2 ケ所において岩盤せん断試験を各 4 個の供試体にて実施した。供試体寸法は、 $20 \times 60 \times 60 \text{cm}$ である。結果は表 2—9 のとおり、 C_H 級岩盤で $C=4.4 \text{MPa}$ 、 $\phi=60.9^\circ$ であり、 C_H (クラッキー) 級岩盤で $C=0.8 \text{MPa}$ 、 $\phi=50.2^\circ$ である。

表 2—9 せん断試験結果 (大河内発電所)

岩 級	ピーク強度		残留強度	
	C (MPa)	ϕ (°)	C' (MPa)	ϕ' (°)
C_H 級	4.4	60.9	1.2	55.1
C_H 級 (クラッキー)	0.8	50.2	0.8	48.6

②変形試験

試掘横坑内の C_H 級岩盤、 C_M 級岩盤において、水平方向、鉛直方向の平板載荷試験 ($\phi 300 \text{mm}$) が実施された。初期応力レベル ($6 \sim 8 \text{MPa}$) における接線弾性係数は表 2—10 のとおりであり、方向別の差は顕著でなく概ね等方である。 C_H 級岩盤の接線弾性係数の平均値は $23,600 \text{MPa}$ であり、 C_M 級岩盤の接線弾性係数の平均値は $6,500 \text{MPa}$ である。

表 2—10 せん断試験結果 (大河内発電所)

岩 級	平均 (MPa)	方向別 (MPa)
C_H 級	23,600	水平 (EW) 23,700
		水平 (NS) 24,900
		鉛直 22,700
C_M 級	6,500	水平 (EW) 7,700
		水平 (NS) 6,400
		鉛直 5,400

③岩石試験

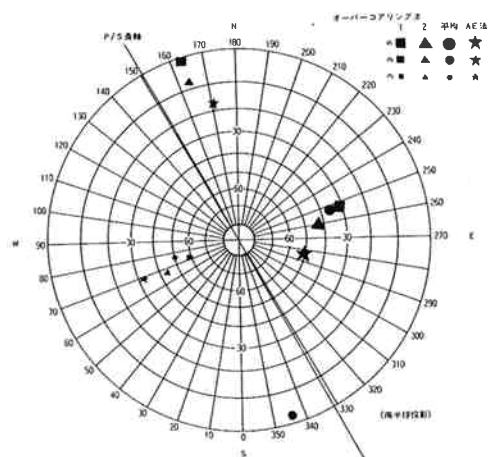
調査ボーリングコアを利用して各種岩石試験が行われた。結果は表 2—11 のとおりである。

表 2-11 岩石試験結果 (大河内発電所)

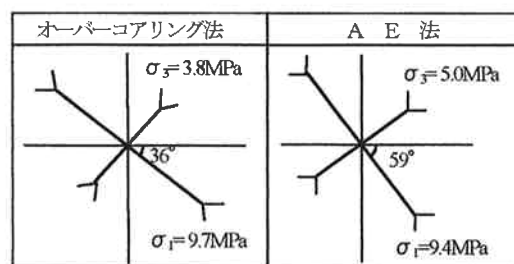
項 目	平均値
一軸圧縮強度 (MPa)	232
引張強度 (MPa)	12
C (MPa)	22
$\phi (^{\circ})$	55.1
限界ひずみ ($\times 10^{-6}$)	3,038
静弾性係数 ($\times 10^4$)	76.1
動弾性係数 ($\times 10^4$)	85.7
表乾見かけ比重	2.75
吸水率 (%)	0.34
有効間隙率 (%)	0.92
静ポアソン比	0.25
P波速度 (km/s)	5.71
S波速度 (km/s)	3.69
動ポアソン比	0.14

④初期地圧測定試験

試掘坑内の2ヶ所において、 $\phi 56\text{mm}$ のボーリング孔内に孔軸方向1成分、孔径方向4成分のひずみ計を埋設し、 $\phi 218\text{mm}$ のオーバーコアリングにより初期地圧が評価された。3次元主応力を得るために1ヶ所あたり3孔のひずみ計を使用して得られた3次元主応力を図2-32(a)に、地下空洞断面での2次元主応力を図2-32(b)に示す。



(a) 3次元主応力図



(b) 地下空洞断面での2次元主応力図

図 2-32 初期地圧測定結果 (大河内発電所)

2. 3. 3 地下空洞の設計検討概要

大河内発電所の地下空洞は、地表面下約280mの位置で幅24m、高さ46.6m、長さ134.5mの規模である。断面形状は国内初の弾頭型を採用することで経済設計となった。

掘削解析は、電力中央研究所で開発された粘性を考慮した非線形弾性逐次掘削解析法を用いて行い、物性は C_H 級平均と C_H 級下限の2ケースで実施し、支保工の設計は C_H 級下限の解析結果に基づいて設定した。

解析の岩盤内応力は、図2-33に示すとおり、空洞下部の鉄管路側隅角部で3.67MPaとなり初期地圧の約3.6倍の応力集中となり、放水路側ではアーチ部と空洞下部で15.7MPa程度に収まる。ゆるみ領域（ポアソン比 ≥ 0.45 の領域）は、各ケースとも空洞下部の鉄管路側隅角部を除いて1～3mの範囲内であり非常に小さい。ゆるみの形態としては、最大初期地圧方向である鉄管路側アーチ部と川側側壁部下部では引張破壊によるものであり、それ以外は応力集中に伴うせん断破壊である。可変速揚水発電システムを設置するために励磁装置室（幅8.5m、高さ8.3m、長さ79mの2本）を発電所本体空洞に併設した。本体空洞の安定上、この励磁装置室は併設空洞となるため、離間距離について比較検討し、ゆるみ領域が互いに連結しない限界である20mを採用した。側壁変位については、両側壁とも単独空洞に比べて2～3mm増加する程度であり、PS工の補強範囲である壁面から岩盤内部の10m間の相対変位でみても1mmの増分と極めて小さく、本体空洞の併設空洞への影響はほとんどない。（図2-34）

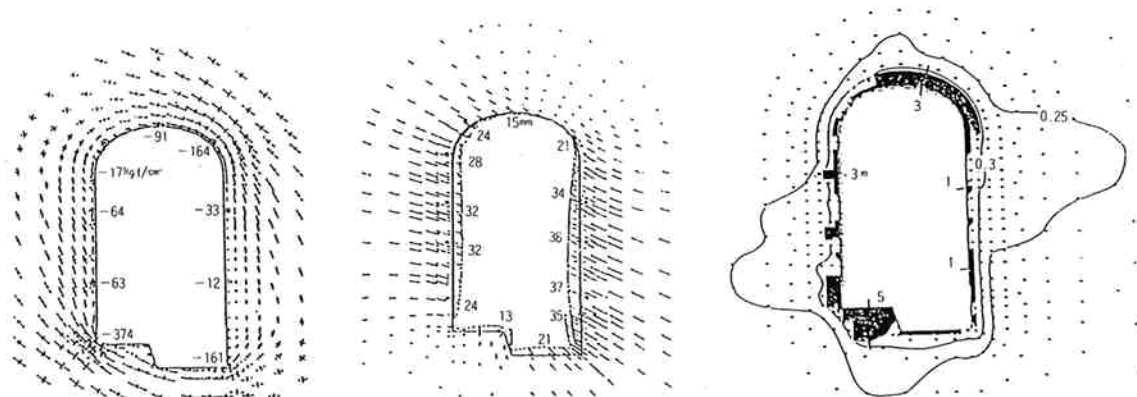


図2-33 事前解析結果（大河内発電所）

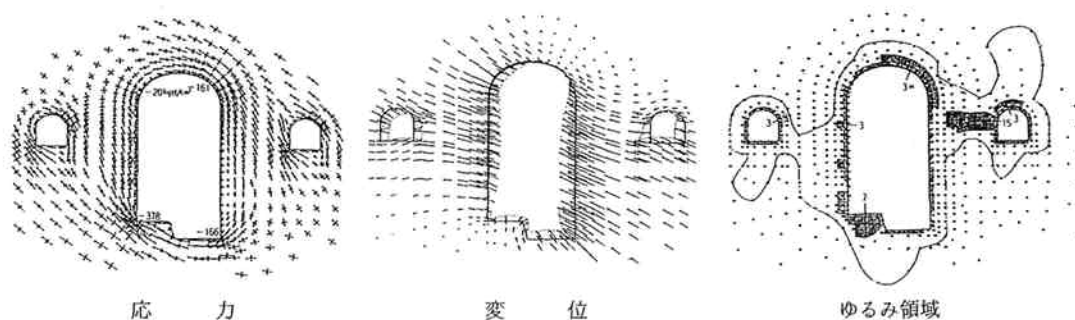


図2-34 励磁装置室を含めた事前解析結果（大河内発電所）

支保工は、NATM 工法の考え方に基づいて、PS 工、ロックボルト、吹付けコンクリートが採用された。基本的な考え方は、補強対策領域内に仮定した崩落（抜け落ち、すべり）岩盤を PS 工の導入力ならびに吹付コンクリートのせん断抵抗力で支え、その PS 工間の小岩塊が崩落しないようにロックボルトで補強するものである。

PS 工の補強領域となるゆるみ領域は、非線形弾性逐次掘削解析法と岡・カスナー等の弾塑性解析から 5m と評価した。導入力は、すべり安全率 1.2 を確保するため 45tf/本とし、定着長は、岩盤と注入材間との付着、注入材と PC 工より線との付着を考慮して 4m とした。PC 長さは、岩盤のゆるみ領域、岩盤掘削時の相対変位よりアーチ部で 15m、側壁部で 10m である。

ロックボルトは周辺岩盤の一体化をねらいとして全面接着方式とし、長さはゆるみ領域をカバーする 5m であり、配置は PS 工間を補強する目的で 1.5m の千鳥である。吹付けコンクリートは、岩盤の崩落・すべりに対するせん断抵抗を期待し、アーチ部で 32cm（8cm×4 層）、側壁部で 24cm（8cm×3 層）の厚さである。（図 2-35）

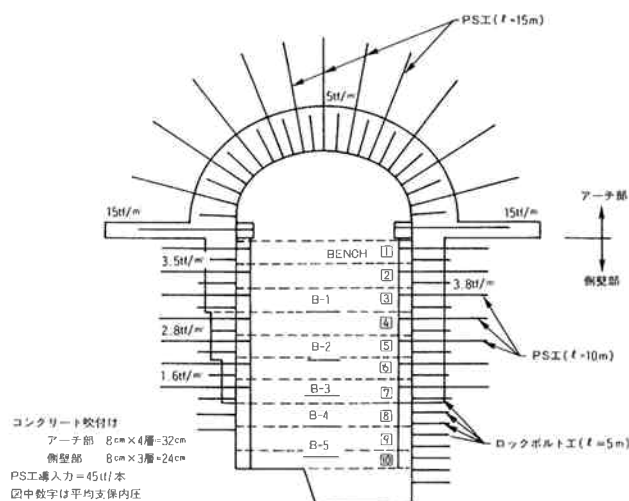


図 2-35 支保工の配置（大河内発電所）

掘削は、まずアーチ部を掘削し、次いで、ベンチカット工法を用いた盤下げ掘削が、各ベンチの深さを約 3m としてベンチ 1 から 10 までのステップで順次施工された。側壁岩盤の補強は、各ステップの掘削完了後に吹付けコンクリート工（厚さ 8cm×3 層）とロックボルト工（長さ 5m、3cm²に 1 本）および PS アンカー工（長さ 10m、定着長 4m、12cm²に 1 本）である。

掘削は、アーチ部をサイロット先進中央切上げ掘削工法により、本体部はベンチカット工法により 1 ベンチ 3m を原則として盤下げを行った。アーチ部の施工中、放水路側に流れ目のシームが数本出現し、全体的に節理の多い地質となった。地中変位が当初推定値を上まわり、逆解析から得られた不安定領域も補強対策領域 5m を超えたため、この地質不良部に増し吹きつけ 245m²、ロック

ボルトの増し打ち 197 本、PS 工の増し打ち 102 本で支保補強された。本体部の掘削においても、放水路側の地質状況が当初推定よりも悪く、岩盤変位、不安定領域の増大傾向がみられ、また、アーチ部の変位の収束状況が悪いため、114 本の PS 工の増し打ちがなされた（図 2-36）。

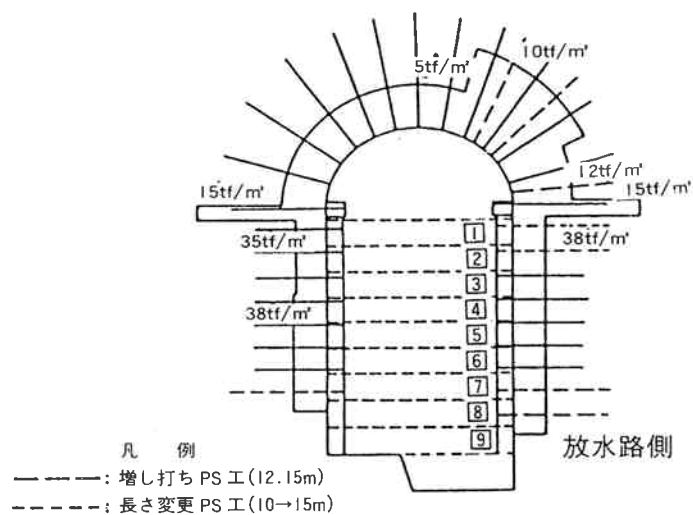


図 2-36 空洞掘削時の追加支保工箇所

2. 3. 4 計測方法

空洞掘削に伴う岩盤挙動を計測するために、空洞の放水路側で計測管理のための通常の計測に加えて、数種類の計測を集中して行った。計測位置は、掘削完了時の最大壁面を含む横断面とした。図2-37に示すとおり、先行掘削した放水路側の励磁装置壁面より空洞長軸に直交する長さ20mのボーリングを穿孔し計測した。計測項目は、表2-12に示すとおり、ボアホールテレビ（BTV）による孔内観察、スライディング・マイクロメータによる水平方向相対変位計測、岩盤内微小ひずみ計測、AE計測である。

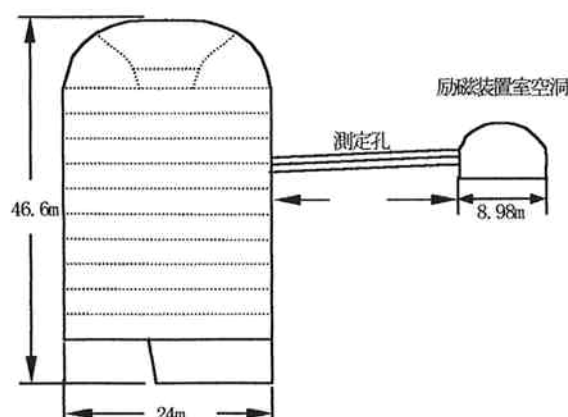


図2-37 大河内発電所計測位置図

表2-12 大河内発電所計測項目

項目	測定孔		使用機器	測定方法	測定時期
	No.	孔径 (mm)			
孔内観察	B4	Φ66	BIP システム ・記録・孔壁写真画像 ・画像分解能: 0.5mm	ロッドの先端に BIV カメラを装備したポンデを孔内に人力で挿入しながら撮影	・アーチ部切込前 ・アーチ部、ベンチ 2,3,7 の掘削後 ・掘削完了後
水平方向 相対変位測定	B5	Φ116	スライディング・マイクロメータ ・測定基線長: 1000mm ・測定範囲: ±5mm	1 間隔にメジャリング・マークを固定した測定用ケーシング内にポンデを挿入し、孔底から孔口まで 1m ごとに測定	・アーチ部切込前 ・アーチ部、ベンチ 1~3 の掘削後 (以後不能)
鉛直方向 応力変化測定	B2	Φ56	1 成分型埋込ひずみ計 ・BSM 型 ・容量 ±1000μ ・標点間距離: 52mm	計測位置付近で発破掘削した場合は、発破の 30 分前から 2 時間後まで有人測定、その後は無人測定。その他は 1 回日、無人測定	・アーチ部切込前から掘削完了まで毎日
AE 計測	B1 B3 B6	Φ76	PZT 圧電素子 ・測定周波数帯域 5~200Hz	朝、夕の発破掘削直後に各 1 回計測	・ベンチ 1~6 掘削後

(1) ボアホールテレビによる孔内観察

ボアホールテレビによる孔内観察は、ボーリング孔に超小型テレビカメラを内蔵したグローブを挿入し、孔壁を直接観察して、岩盤不連続面の位置や走向・傾斜の観察、掘削に伴う新たな亀裂の

発生や亀裂の開放状況を観察した。また、亀裂の開口幅をモニター画面上で計測し、岩盤の変形挙動に及ぼす亀裂開口変位も計測した。表2-13に主な諸元を示す。測定は、初期状態（アーチ部切抜前）、アーチ部掘削後、ベンチ2、3、7掘削後、および掘削完了後である⁶⁾。

表2-13 ボアホールテレビの緒元

項目	機能
記録画像	孔壁360° 展開画像（定間隔標尺付）
測定長さ	最大 300m
観測孔径	66～180mm
観測速度	標準0～1.5cm/s 最大2cm/s
画像記録方式	デジタルMT
画像の分解能	0.3mm
色調	カラー

（2）水平方向相対変位計測

水平方向相対変位計測は、スライディング・マイクロメータを使用し、予めボーリング孔内に埋設した計測用ケーシングに計測ゾンデを挿入し、励磁装置室側から1m区間ごとに空洞側まで順次メジャリング・マークの間を高精度で計測し、最大10mmの孔軸方向変位を±0.003mmの精度で計測した。計測はアーチ部切抜前を初期値として、アーチ部切抜後、ベンチ1、2および3掘削段階で行った。なお、ベンチ4掘削段階で生じた計測孔B5のずれ変形のため、ゾンデが挿入できなくなり、以後の計測は中止した。

（3）岩盤内微小ひずみ計測

岩盤内微小ひずみ計測は、奥多々良木発電所での計測と同様に、微小ひずみ計BS-5B型に設置用ガイド車輪をつけたものを使用した。ひずみ計の検知方向は鉛直方向であり、発電所空洞壁面から2～12mの間に、約1mピッチで合計11個埋設した。計測は1日1回の割合で行った^{7,8)}。

（4）AE計測

岩盤微小破壊発生位置を評定するため、AE計測を行った。計測位置は、地下空洞から1.5m、4.5m、7.5m、9.0m、10.5m、12.0mである。測定時間は、発破掘削直後の2時間である。測定周波数範囲は、5～200Hzである。AEの計測は計器の絶縁性の制約からベンチ1からベンチ6掘削において行った。

2. 3. 5 計測結果

(1) ボアホールテレビによる孔内観察

図2-38は、初期状態と掘削完了後の不連続面の数の変化を示したものである。初期状態の不連続面の合計は198本（平均9.9本/m）で、そのうち密着亀裂は75本（3.8本/m）、開口亀裂は44本（2.2本/m）である。掘削中に変化した不連続面は5.3本/mであり、変化が最も顕著であった領域は、先行トンネルから8.0～16.0m（空洞から4.0～12.0m）の領域である。また、空洞近傍（空洞から0～1.0m）も変化がやや顕著であった。

図2-39は、それぞれ初期状態の不連続面のステレオネット（下半球投影）と掘削により変化した不連続面のステレオネットを示す。初期状態の不連続面の方向は、地下空洞壁面に対して、高角度の流れ目もしくは差し目の不連続面がほとんどである。掘削に伴って変化した不連続面の方向も、地下空洞に対して高角度の流れ目または差し目が主体である。すなわち変化した不連続面は、初期状態の不連続面の卓越方向に多く発生したことを示している^{9),10)}。

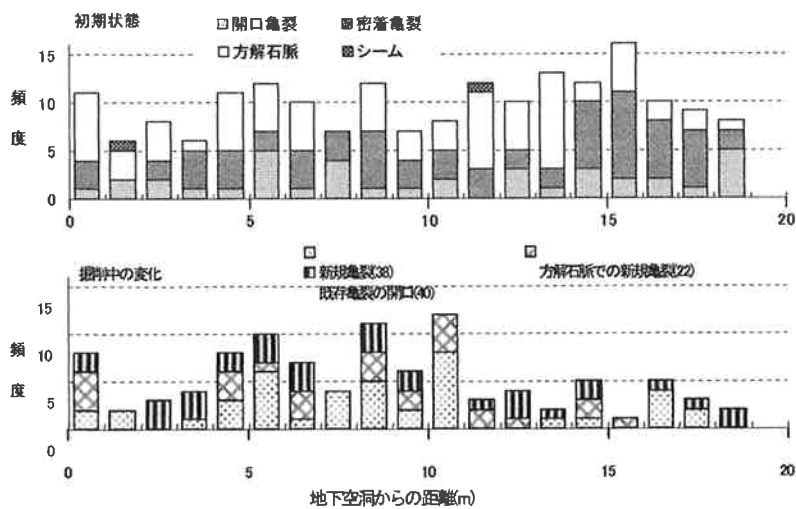


図2-38 初期状態の不連続面頻度および掘削中に変化した不連続面頻度分布

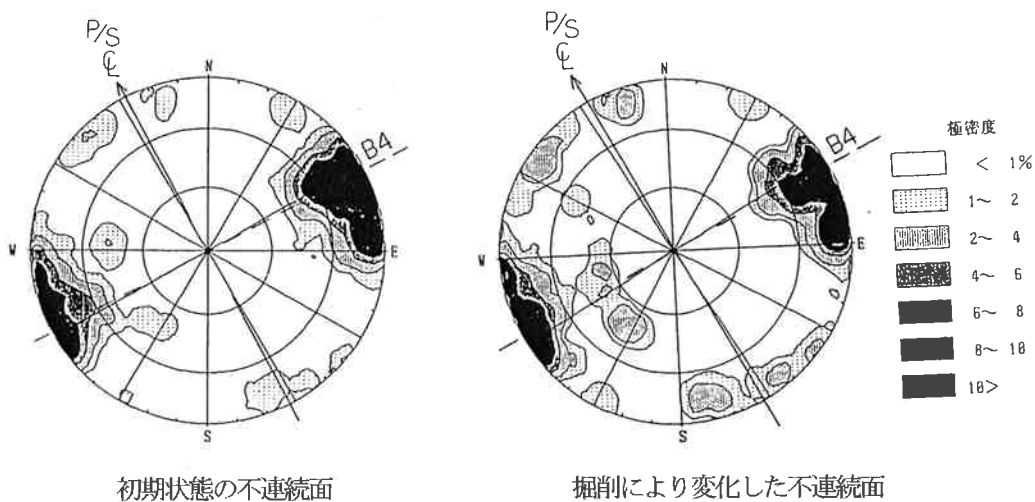


図2-39 初期状態および掘削により変化した不連続面のステレオネット

図2-39に、初期状態と掘削後における先行トンネルを基点とした亀裂開口幅の累計曲線を示す。初期状態では32.3mmの累計開口幅があり、掘削により新たに54.8mmの開口が発生した。また、亀裂開口幅の増加が顕著な領域は、先行トンネルから8.0～16.0m（空洞から4.0～12.0m）の領域であり、掘削により41mmの開口幅の増加があった。当領域は、掘削により変化が生じた亀裂の頻度が高い領域と一致する。先行トンネルから14.1m（空洞から5.9m）と10.5m（空洞から9.5m）の位置に掘削時に変位が生じ大きく開口した不連続面が存在し、掘削時の開口幅増分は、それぞれ8.5mm、6.8mmである。

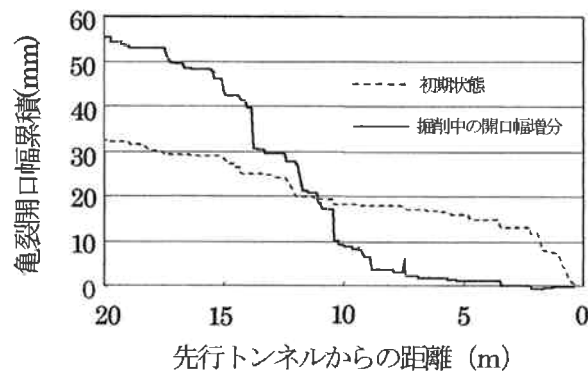


図2-39 亀裂開口幅の累積曲線（大河内発電所）

（2）水平方向相対変位計測

図2-40に掘削ベンチ毎の水平方向相対変位分布を示す。ベンチ3以降、スライディング・ミクロメータが測定不能となったため、施工管理のために計測した多段式岩盤変位計の値を示す。ベンチ10掘削後の累積変位は約64mmとなった。掘削により発生した亀裂開口幅の累計が約55mmであったので、岩盤実質部の変位は約9mmとなり、変位のうち約86%が亀裂の開口により生じ、約14%が実質部の変位により生じたこととなる。

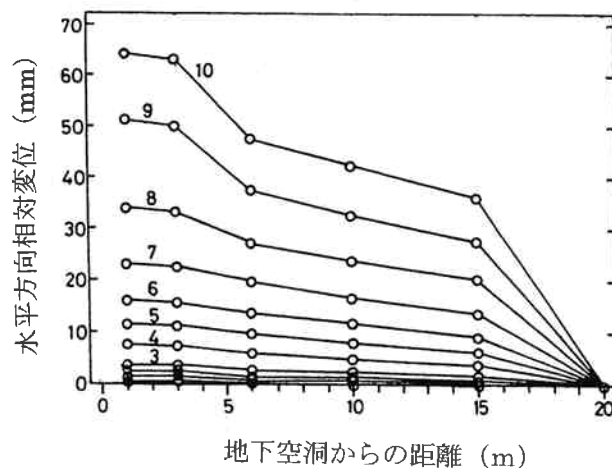


図2-40 各掘削リフトにおける水平方向相対変位分布

(3) 岩盤内微小ひずみ計測

図2-41に掘削各リフトにおける鉛直ひずみ分布を圧縮側を正として示す。奥多々良木増設発電所と同様に、鉛直ひずみは不連続な挙動を示し、2つの応力のピークが見られる。空洞近傍では、鉛直ひずみは引張りとなり、応力開放が生じたことを示す。また、空洞から5.6mおよび8.6mの位置に鉛直方向の圧縮ひずみのピークが存在し、応力集中が生じたことを示す。また、応力のピークは、変化が生じた亀裂の頻度や開口幅の増分が顕著であった領域（空洞から4.0～12.0m）に存在する。

図2-42に示す掘削により0.3mm以上の変位が生じた不連続面の位置、傾斜と鉛直ひずみ分布を比較すると、空洞から5.9mの位置で掘削時の開口幅増分が8.5mmの不連続面と空洞から9.5mの位置で掘削時の開口幅増分が6.8mmの不連続面の位置と鉛直ひずみの2つのピークの位置がほぼ対応し、奥多々良木発電所と同様に不連続面の変位と応力集中の関係が示唆される。

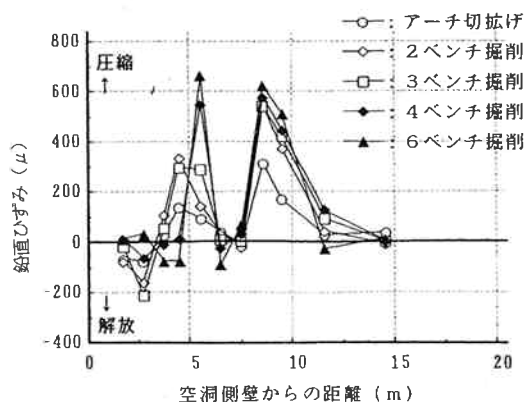


図2-41 各掘削リフトにおける鉛直ひずみ分布

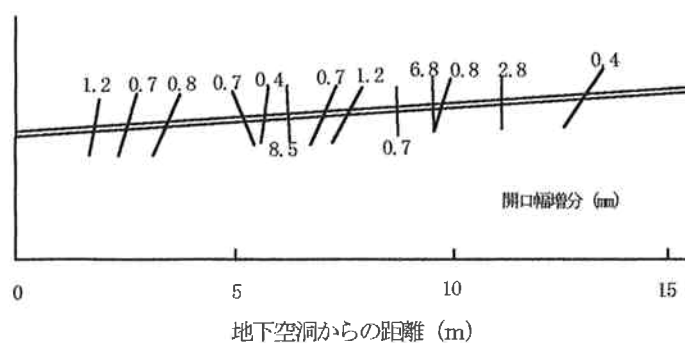


図2-42 0.3mm以上の開口が生じた不連続面の位置、傾斜

(4) AE 計測

図2-43に、各計測位置におけるAEの発生数を示す。AE発生数が特に顕著な位置は、リフト3掘削時における地下空洞から4.5mの位置およびリフト5、6掘削時における地下空洞から9mの

位置である。盤下げの進行に伴い、AE の発生が顕著な領域は岩盤深部（先行トンネル側）に移行した。また、変化が生じた亀裂頻度や亀裂開口幅の増分が顕著であった領域（空洞から 4.0～12.0m）内で、AE の発生が顕著であった。

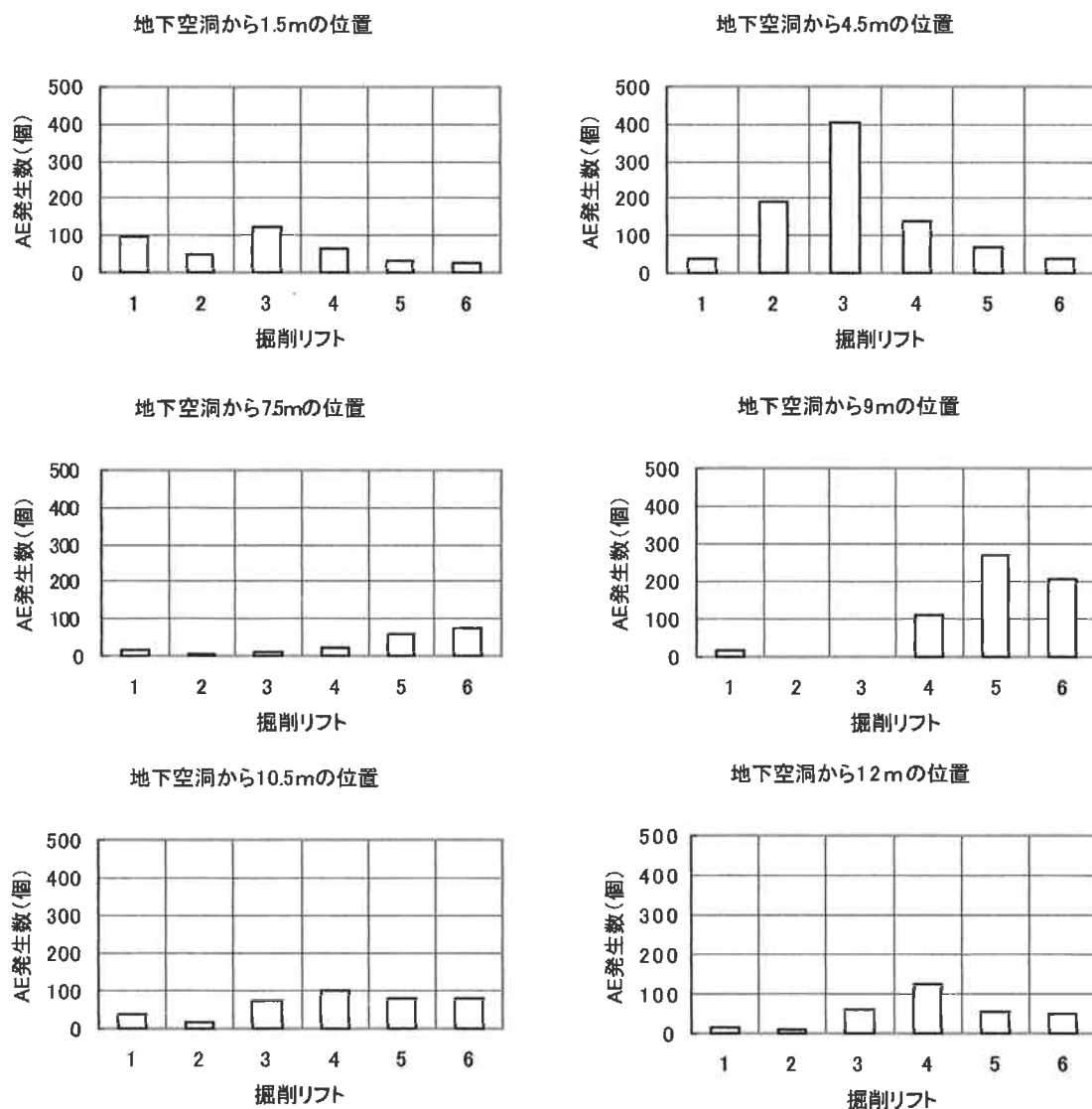


図 2-43 各計測位置における AE の発生数

(5) 計測に基づく岩盤挙動メカニズムの考察

大河内発電所においても、奥多々良木増設発電所と同様に、地下空洞掘削時に 2 つの領域で亀裂の進展が顕著であった。2 つの領域は、空洞側壁近傍（空洞から 0～1.0m の領域）および空洞から 4.0～12.0m の領域である。空洞から 4.0～12.0m の領域では、変化が生じた亀裂の頻度、亀裂開口幅増分および AE 発生数が顕著であった。また、当領域内に鉛直応力が集中する箇所が 2 箇所存在するとともに、その近傍に変位が顕著であった不連続面が存在した。計測結果を基にした岩盤挙動を

図2-44に示す。

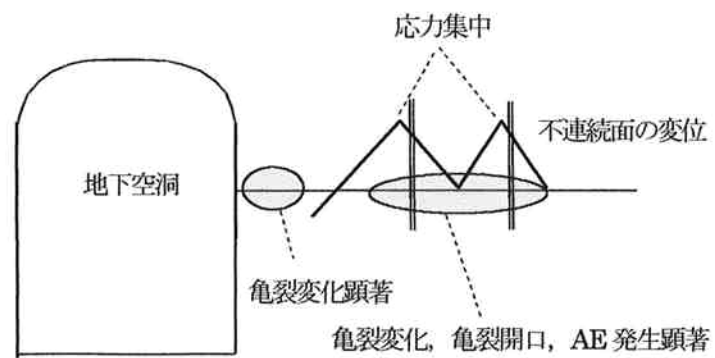


図2-44 大河内発電所における岩盤挙動

2. 4 第2章のまとめ

本章では、奥多々良木増設発電所と大河内発電所の地下空洞掘削時に側壁岩盤で各種計測を行った計測結果を基に、掘削時の亀裂進展特性、応力再配分特性について考察を行った。得られた結果は以下のとおりである。

- ①地下空洞掘削時において、壁面近傍のゆるみ領域の他に、亀裂進展が顕著な損傷領域が存在することが新たに分かった。
- ②損傷領域では、変化が生じた亀裂頻度、亀裂開口幅の増分が顕著であるとともに、変形係数の低下が認められた。
- ③損傷領域内には、応力が集中する箇所が存在するとともに、応力集中が生じた箇所の近傍に、顕著な変位が生じた不連続面が存在した。
- ④不連続面の変位を定量的に計測する手法として、新たに沈下計を開発するとともに、AE 計測などによる新たな手法を用いた計測を行い、その妥当性を確認した。

参考文献

- 1) 吉田次男, 平川芳明, 森聡: 奥多々良木発電所地下空洞掘削時の計測結果と考察, 電力土木, No. 283, 1999, pp35-39
- 2) T. Yoshida, Y. Hirakawa, S. Mori: Rock behavior during underground cavern excavation, Modern Tunneling Science and Technology, 2001, pp1039-1044.
- 3) 三木幸蔵, 宮川純一, 栃木泰浩, 吉田次男: 岩盤総合柱状図の提案, 第 28 回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, 1997, pp313-317.
- 4) 森聡, 平川芳明, 吉田次男: 大規模地下空洞掘削に伴う空洞側壁岩盤の鉛直方向挙動, 第 28 回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, 1997, pp48-52.
- 5) 吉田次男, 森聡, 平川芳明: 孔内挿入型の鉛直方向相対変位測定装置の開発と原位置への適用, トンネル工学研究論文・報告集, 1996 第 6 巻, pp275-278
- 6) 打田靖夫, 吉田次男, 浦山克, 平川芳明: ボアホールテレビによる亀裂観察から見た大規模空洞掘削時の岩盤挙動の検討, 土木学会論文集. No.517/III-31, 1995, pp33-41.
- 7) 打田靖夫, 吉田次男, 浦山克, 平川芳明, 石田毅: 地下空洞掘削時の岩盤内鉛直ひずみ分布に関する一考察, 第 15 回西日本岩盤工学シンポジウム論文集, 1994, pp108-113.
- 8) 打田靖夫, 吉田次男, 平川芳明, 石田毅: 微小な鉛直ひずみの測定による大規模地下空洞掘削時の岩盤挙動の検討, 土木学会論文集. No. 554/III-37, pp19-30.
- 9) 平川芳明, 浦山克, 打田靖夫, 吉田次男, 金川忠: 大規模地下空洞掘削時のゆるみ領域の進展に関する一考察, 第 9 回岩の力学シンポジウム講演論文集, 1994, pp695-700.
- 10) 打田靖夫, 吉田次男, 浦山克, 平川芳明: 空洞掘削時の岩盤不連続面の進展性状に関する一考察, 第 9 回岩の力学シンポジウム講演論文集, 1994, pp713-718.

第3章 不連続面挙動メカニズムの考察

3. 1 はじめに

空洞掘削時の岩盤挙動計測より、奥多々良木増設発電所、大河内発電所の両発電所において、ゆるみ領域の他に、亀裂進展が顕著な損傷領域が存在することが新たに分かった。そこで、損傷領域における亀裂進展特性を詳細に分析するとともに、亀裂進展が生じる要因について考察を行った。

また、損傷領域内において、応力集中が生じるとともに、その近傍に顕著に変位した不連続面が存在した。そこで、不連続面の変位と応力集中の関係をさらに考察するため、顕著な変位が生じた不連続面をモデル化し、不連続体解析によるシミュレーションを行った。

3. 2 亀裂進展特性の考察

3. 2. 1 大河内発電所地下空洞の亀裂進展特性

大河内発電所の地下空洞掘削時に壁面近傍だけでなく、空洞壁面から 4.0~12.0m の領域においても亀裂の進展が顕著であった。そこで、掘削ステップ毎の亀裂進展特性を考察することで、応力状態と亀裂進展特性の関係を考察する。

① アーチ切上げ～リフト3掘削

図3-1にアーチ切上げからリフト3掘削後において変化した亀裂の頻度分布を示す。図から亀裂変化が顕著であった領域は、壁面から0~2mの領域、3~6mの領域および10~11mの領域であり、変化した亀裂の本数は、それぞれ8本、16本、13本である。図2-41から、アーチ切上げからリフト3掘削において鉛直応力が開放された領域は、おおむね壁面から3mの領域である。そのため、鉛直応力が開放されたゆるみ領域よりも、鉛直応力が増加した損傷領域での亀裂変化が顕著である。亀裂の変化が顕著であった領域と応力再配分に大きな影響を及ぼしたと示唆される2面の不連続面の位置を比較すると、壁面から5.9mの不連続面近傍で特に亀裂の変化が顕著である。図3-2に亀裂変化が顕著な領域、応力再配分に大きな影響を及ぼしたと示唆される2面の不連続面および鉛直応力開放領域の位置関係を示す。

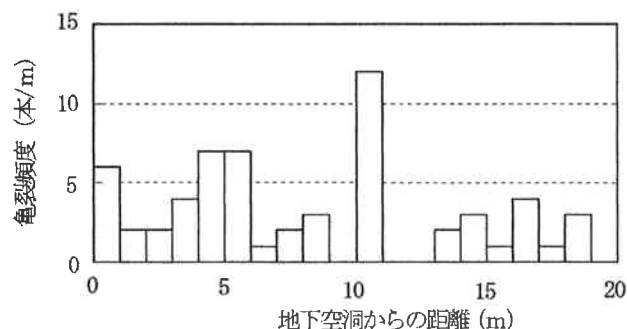


図3-1 アーチ切上げ～リフト3掘削における亀裂変化（大河内発電所）

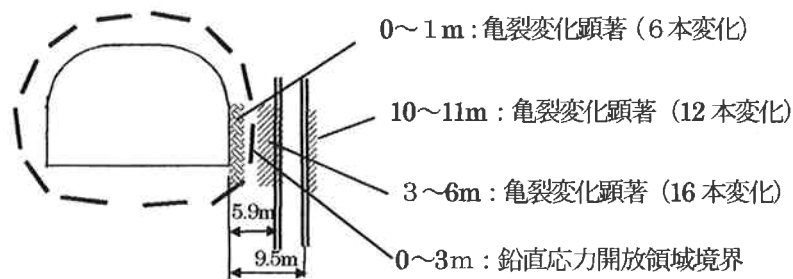


図3-2 アーチ切上げ～リフト3掘削における亀裂進展特性 (大河内発電所)

②リフト4～リフト7掘削

図3-3にリフト4からリフト7掘削後において変化した亀裂の頻度分布を示す。亀裂変化が最も顕著であったのは、壁面から8～12mの領域であり、13本の亀裂変化が生じた。壁面から0～1m区間、3～6mで変化した亀裂は、それぞれ3本、4本と少ない。アーチ切上げから3リフト掘削時と比較すると、亀裂の変化が顕著な領域は、壁面から離れた領域に移った。図2-41から、リフト4からリフト7掘削において鉛直応力が開放された領域は、おおむね壁面から4.5mの領域である。そのため、顕著な亀裂の変化が生じた領域は、鉛直応力が増加した損傷領域である。また、亀裂の変化が顕著であった領域と応力再配分に大きな影響を及ぼしたと示唆される2面の不連続面の位置を比較すると、壁面から9.5mの不連続面の近傍で、最も亀裂の変化が顕著である。図3-4に亀裂変化が顕著な領域、応力再配分の大きな影響を及ぼしたと示唆される2面の不連続面および鉛直応力開放領域の位置関係を示す。

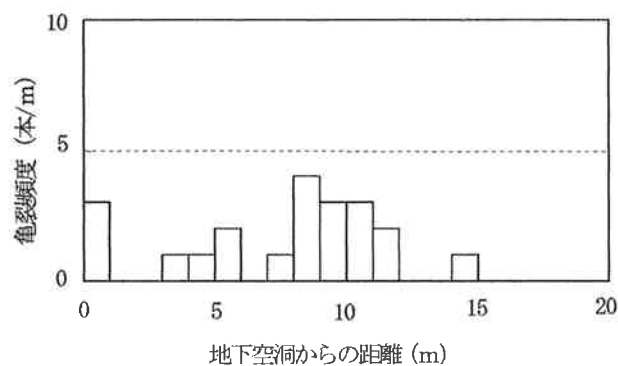


図3-3 リフト4～リフト7掘削における亀裂変化 (大河内発電所)

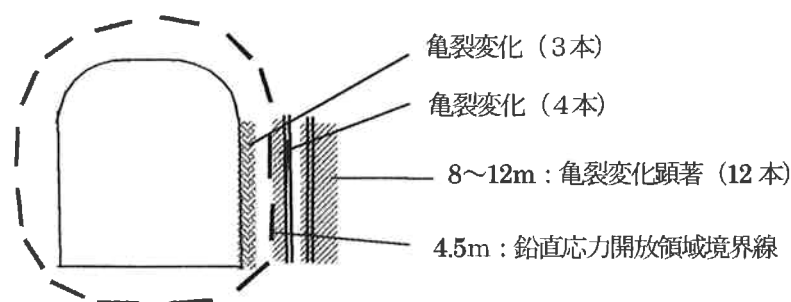


図3-4 リフト4～リフト7掘削における亀裂進展特性 (大河内発電所)

③ 8 リフトから掘削完了

図3-5にリフト8から掘削完了時において変化した亀裂の頻度分布を示す。亀裂変化が最も顕著であったのは、壁面から4～12mの領域であり、39本の亀裂変化が生じた。図2-39から壁面から4～12mの領域での亀裂開口幅の増分は41mmであり、亀裂開口幅の増分によるひずみが0.5%程度で、限界ひずみである0.3%を超える。応力再配分に大きな影響を与えたと示唆される2面の不連続面については、壁面から5.9mの不連続面の開口幅が2.8mm増加し、壁面から9.5mの不連続面の開口幅が7.8mm増加した。岩盤変位の増大に伴い、8リフト掘削後、PS工の追加施工がなされた。リフト4～リフト7掘削において、壁面から8～12mの領域で亀裂の変化が顕著であったことから、図3-6に示すとおり、最初に壁面から8～12mの領域で亀裂の進展に伴う不安定化が生じ、その後、壁面から4～12mの領域に波及したものと推測される。

壁面から0～1mの領域における亀裂開口幅増分は0.6mmであり、開口幅をひずみで表すと約0.06%であり、鉛直応力が増加した損傷領域のひずみと比べるとはるかに小さい。

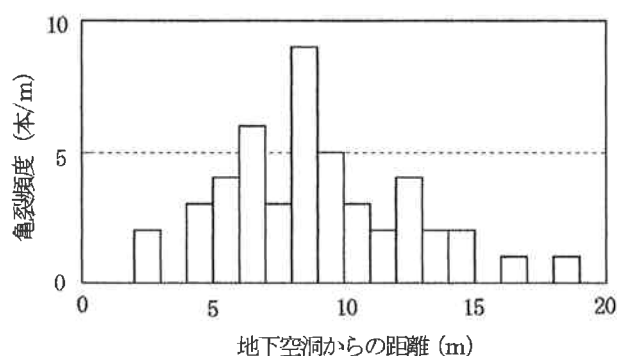


図3-5 リフト8～リフト10掘削における亀裂変化（大河内発電所）

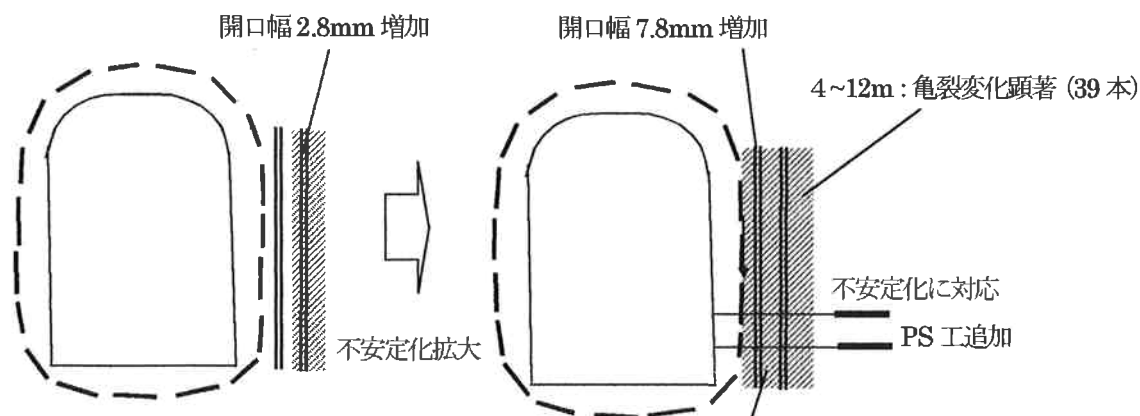


図3-6 リフト8～リフト10掘削における亀裂進展特性（大河内発電所）

大河内発電所における地下空洞掘削時の亀裂進展と地下空洞の安定性についてまとめると以下のとおりである。また、図3-7に亀裂進展領域の位置関係を示す。

- ① 地下空洞掘削時に鉛直応力が開放される領域(ゆるみ領域)と増加する領域(損傷領域)において、併行して亀裂の進展が生じる。
- ② 亀裂の進展は、ゆるみ領域よりも損傷領域において顕著である。
- ③ 応力再配分に影響が大きいと示唆される不連続面は、損傷領域に存在する。
- ④ 損傷領域において、損傷が進行すると地下空洞の不安定化をもたらす。

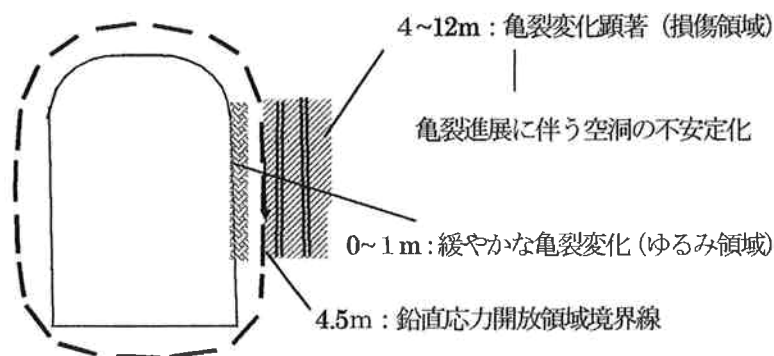


図3-7 地下空洞側壁掘削における亀裂進展特性 (大河内発電所)

3. 2. 2 奥多々良木増設発電所地下空洞の亀裂進展特性

大河内発電所の地下空洞掘削時に、ゆるみ領域と損傷領域において、併行して亀裂の進展が生じることが分かった。そこで、奥多々良木増設発電所の地下空洞における掘削時の亀裂進展特性について考察を行う。図3-8に、地下空洞掘削時において変化した亀裂の頻度分布を示す。亀裂は既存亀裂の開口、鉱物脈の開口および新規亀裂に分類して示す。図3-9に空洞掘削に伴い発生した亀裂開口幅の先行トンネルからの累積値を示す。

図3-8より、掘削による亀裂本数の変化が顕著であった領域は、壁面から0~1.4m (先行トンネルから21~22.4m) の領域と壁面から5.4~8.4m (先行トンネルから14~17m) の領域であり、それぞれ9本、8本の変化があった。図3-9から壁面から0~1.4mの領域で1.4mmの亀裂開口幅の増加があり、壁面から5.4~8.4mの領域で1.0mmの亀裂開口幅の増加があった。掘削時に亀裂変化が顕著であった領域を図3-10に示す。

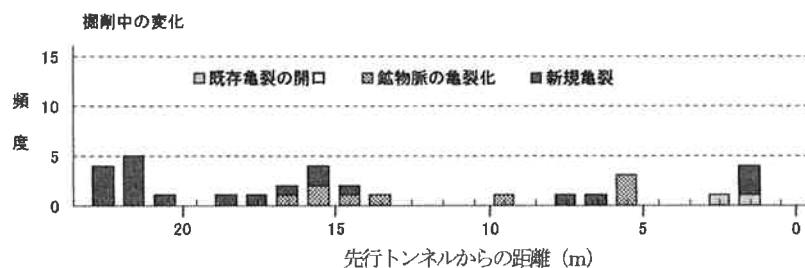


図3-8 地下空洞掘削時における亀裂変化 (奥多々良木増設発電所)

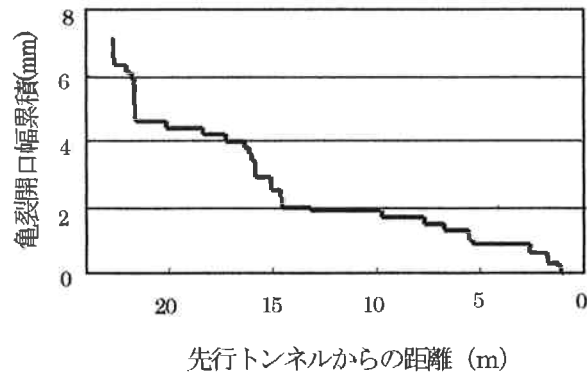


図 3-9 地下空洞掘削時における亀裂開口幅累積曲線（奥多々良木増設発電所）

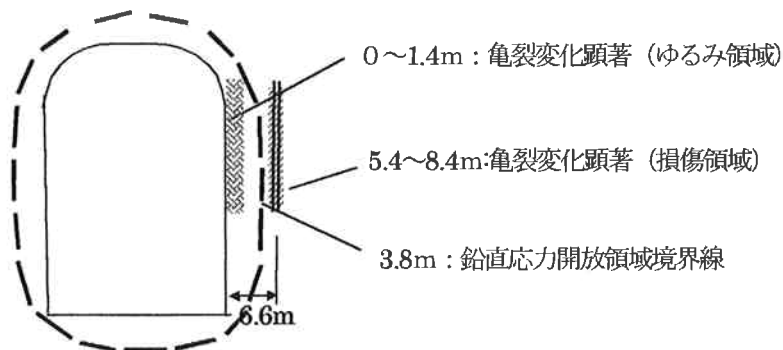


図 3-10 地下空洞側壁掘削における亀裂進展特性（奥多々良木増設発電所）

図 2-22 より掘削時に鉛直応力が開放された領域は、壁面から 3.8m の領域である。そのため、壁面から 0～1.4m で亀裂変化が顕著であった領域は、掘削時に鉛直応力が開放されたゆるみ領域であり、壁面から 5.4～8.4m で亀裂変化が顕著であった領域は、掘削時に鉛直応力が開放された損傷領域である。大河内発電所の地下空洞の場合と同様に、ゆるみ領域と損傷領域において、併行して亀裂の進展が見られた。また、応力再配分特性に大きな影響を及ぼしたと示唆される不連続面は、壁面から 6.6m に位置するため、壁面から 5.4～8.4m の損傷領域内である。壁面から 0～1.4m の領域における亀裂開口幅増分をひずみに換算すると 0.1% であり、大河内発電所と同程度である。一方、壁面から 5.4～8.4m の領域では、亀裂開口幅増分をひずみに換算すると 0.06% であり、大河内発電所と比べてはるかに小さい。

大河内発電所と奥多々良木増設発電所においては、地下空洞側壁岩盤で計測を行ったが、アーチ部などでも同様に、空洞掘削時の応力変化の違いから 2 領域で併行して亀裂の進展が進行すると考えられる。この場合、図 3-11 に示すとおり、掘削時に周方向の応力が開放される領域と、周方向の応力が増加する領域の境界線を境に、周方向、法線方向の応力開放に起因し損傷するゆるみ領域と周方向応力の開放、法線方向応力の増加に起因する損傷領域が存在する。

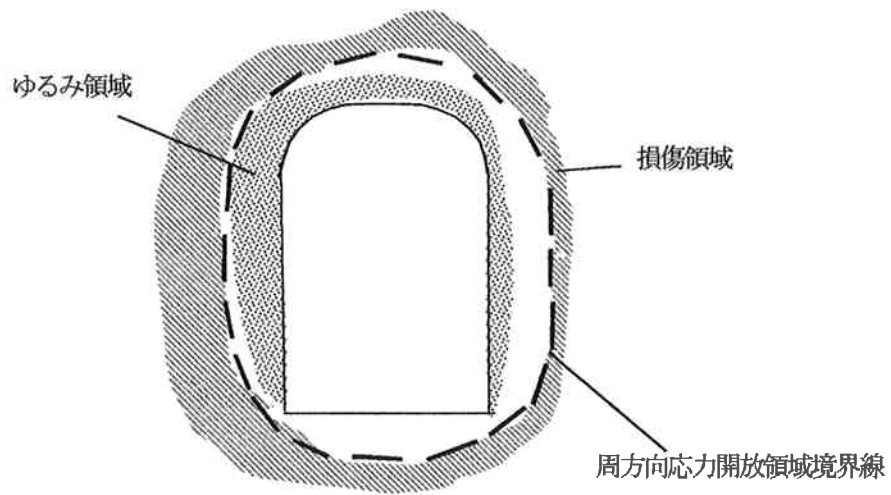


図 3-11 地下空洞側壁掘削における損傷領域

3. 3 シミュレーションによるメカニズムの考察

3. 3. 1 奥多々良木増設発電所

奥多々良木増設発電所において、不連続面の変位に伴う応力、変位再配分メカニズムをさらに検討するために個別要素法（UDEC）による掘削時の挙動シミュレーションを行った^{1) 2)}。対象とする不連続面は、空洞から 6.6m の位置にあり掘削により変位が認められた不連続面のみで、実質部は弾性体として有限差分メッシュにより分割してシミュレーションを行った。ボアホールスキャナーによる観察より不連続面は、ほぼ鉛直であることが確認されたため、図 3—12 に示すモデルでシミュレーションした。なお、不連続面の長さを正確に評価することが困難であるため、本シミュレーションでは、不連続面の変位に伴う岩盤挙動メカニズムの定性的評価を目的とした。入力物性値は、表 3—1 に示すとおりであり、不連続面の物性は一面せん断試験より評価し、実質部の物性は原位置変形試験により評価した。初期地圧は図 3—12 に示すとおりであり、オーバーコアリング法による値を用いた。

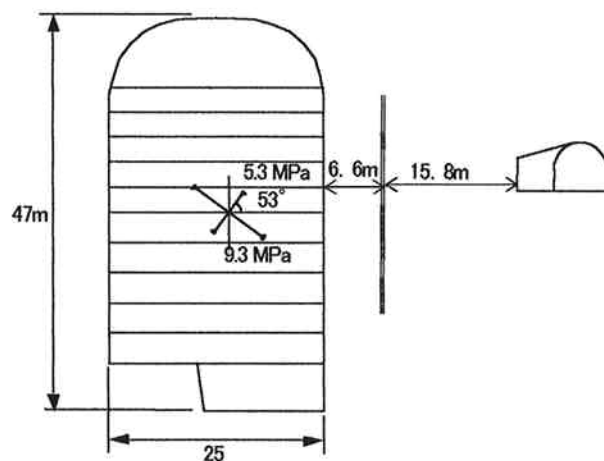


図 3—12 奥多々良木増設発電所の解析モデル

表 3—1 奥多々良木増設発電所の入力物性値

【不連続面】	パラメータ
せん断剛性 K_s	490 MPa
鉛直剛性 K_n	4900 MPa
粘着力 C	0.01 MPa
内部摩擦角 ϕ	26°
【実質部】	
弾性係数 E	16000 MPa
ポアソン比	0.25

図3—13に鉛直ひずみ分布のシミュレーションと現場計測結果の比較を示す。横軸に先行トンネルからの距離、縦軸に各掘削ステップの鉛直ひずみ分布を示す。対象となる領域の岩盤変形係数は、ほぼ一定であるので、鉛直ひずみ分布は掘削時に変化した鉛直応力分布を表す。現場で計測された挙動と同様に、シミュレーションにおいても、不連続面のやや空洞側で顕著な応力集中が生じる。また、シミュレーション結果と現場計測結果の最大圧縮ひずみを比較するとほぼ整合する。これより、損傷領域内で生じた応力集中は、不連続面の変位により生じたと結論できる。

図3—14は、各掘削ステップにおける鉛直方向相対変位分布の比較を示す。現場挙動と同様に、不連続面近傍で不連続な挙動を示し、不連続面の空洞側で沈下、先行トンネル側で隆起する挙動が確認できた。図3—15は、水平方向相対変位分布の比較であり、現場の挙動と同様に不連続面の近傍で変位が顕著である。シミュレーションによる変位は現場計測と比べて半分程度であるが、現場せん断試験による岩盤変形係数の誤差等に起因すると考えられる。

変位が生じた不連続面はほぼ鉛直であり、初期地圧の最大主応力は鉛直から 53° 傾き、不連続面の方向と整合しない。一方、空洞側壁岩盤の応力は、掘削に伴い鉛直方向の平均応力は増加し、水平方向の応力は開放される。このため、変位が生じやすい不連続面の方向と、掘削時の応力変化の方向との関連性が示唆される。

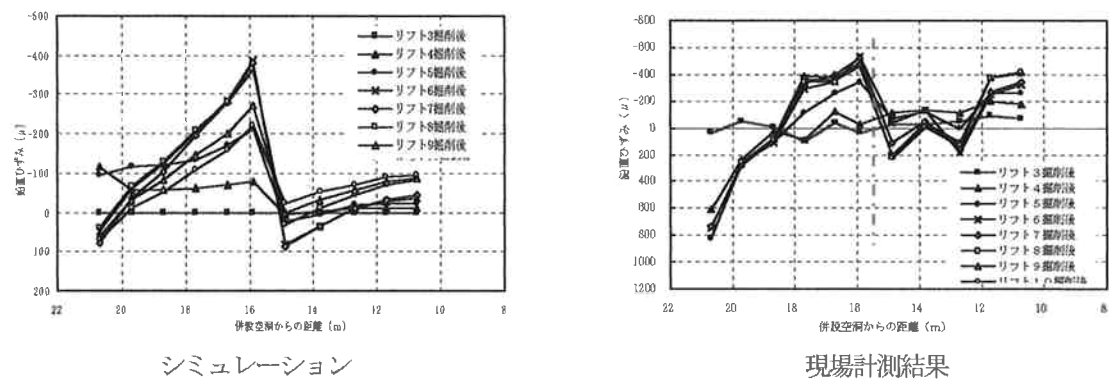


図3—13 鉛直応力分布の比較 (奥多々良木増設発電所)

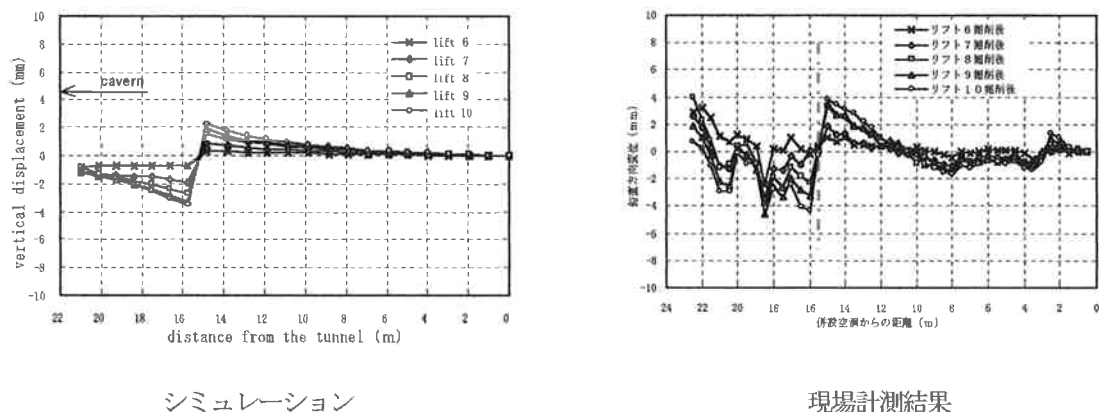
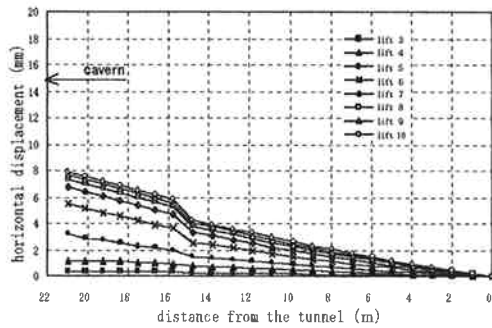
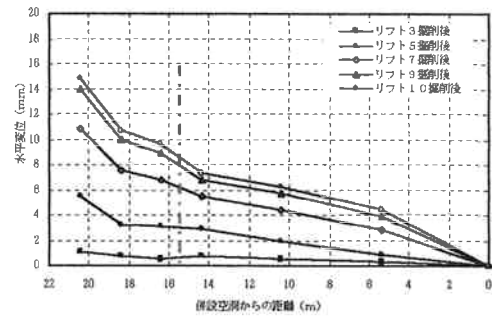


図3—14 鉛直ひずみ分布の比較 (奥多々良木増設発電所)



シミュレーション



現場計測結果

図3—15 水平方向相対変位分布の比較（奥多々良木増設発電所）

3. 3. 2 大河内発電所

奥多々良木増設発電所と同様に、個別要素法（UDEEC）によりシミュレーションを行った。モデル化した不連続面は、空洞から 5.9m と 9.5m の位置で掘削により大きな変位が認められた 2 面の不連続面であり、実質部は弾性体として有限差分メッシュにより分割してシミュレーションを行った。ボアホールテレビによる観察により不連続面は、ほぼ鉛直であることが確認されたため、図 3—16 に示すモデルでシミュレーションした。入力物性値は、表 3—2 に示すとおりであり、不連続面の物性は一面せん断試験より評価し、実質部の物性は原位置変形試験より評価した。初期地圧は図 3—16 に示すとおりであり、オーバーコアリング法により評価した値を用いた^{2) 3)}。

図 3—17 に鉛直ひずみ（鉛直応力）分布のシミュレーションと現場計測結果の比較を示す。シミュレーションにおいても、現場の挙動と同様に、2 面の不連続面のやや空洞側で顕著な応力集中が生じ、不連続面の変位が応力集中を生じさせた結論できる。

変位が生じた不連続面は、ほぼ鉛直であり、初期地圧の最大主応力は鉛直から 54° 傾き、不連続面の方向と整合しない。奥多々良木増設発電所と同様に、掘削時の応力変化の方向との関連性が示唆される。

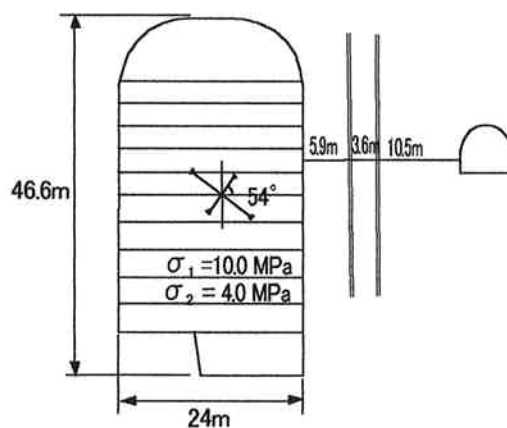


図3—16 大河内発電所の解析モデル

表 3—2 大河内発電所の入力物性値

【不連続面】	パラメータ
せん断剛性 K_s	83 MPa
鉛直剛性 K_n	29430 MPa
粘着力 C	0.01 MPa
内部摩擦角 ϕ	30°
【実質部】	
弾性係数 E	13000 MPa
ポアソン比	0.25

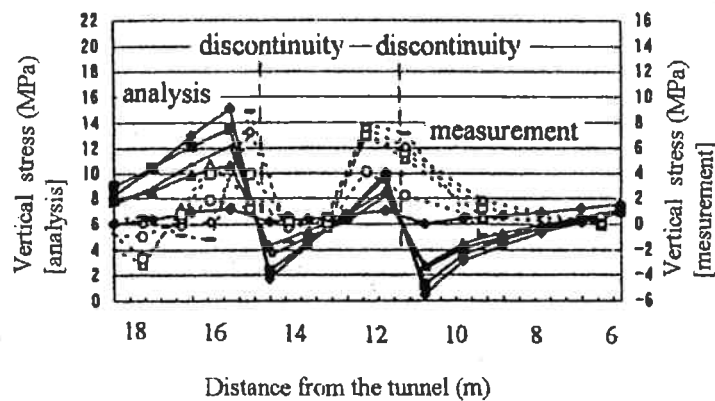


図 3—17 鉛直応力分布の比較（大河内発電所）

3. 3. 3 岩盤挙動メカニズムの考察

シミュレーションから不連続面の変位が、岩盤の応力再配分特性に大きな影響を与えると評価できた。図 3—18、図 3—19 にそれぞれ、シミュレーション結果から得られた奥多々良木増設発電所、大河内発電所における不連続面の変位による応力再配分特性を示す。不連続面の変位により、不連続面のやや地下空洞側に応力集中が生じた。また、不連続面が変位し、応力集中が生じた箇所は、損傷領域内であり、応力の集中が損傷領域の損傷進展に影響を及ぼすと考えられる。

奥多々良木増設発電所と大河内発電所を比べると、奥多々良木増設発電所では応力集中が 1 箇所が生じ、大河内発電所では 2 箇所で応力集中が生じた。これは、損傷領域の範囲の違いによるものと考えられ、損傷領域が広い程、応力集中箇所が多くなると考えられる。

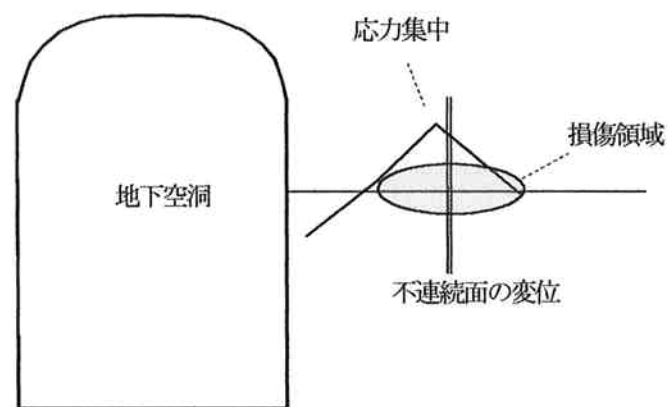


図3—18 不連続面の変位による応力再配分 (奥多々良木増設発電所)

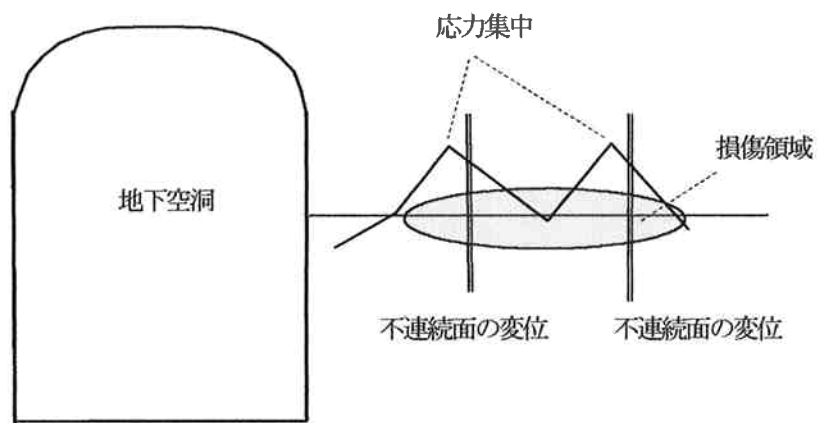


図3—19 不連続面の変位による応力再配分 (大河内発電所)

3. 4 第3章のまとめ

第2章において、地下空洞掘削時にゆるみ領域の他に、亀裂進展が顕著な損傷領域が存在することが新たに分かった。そこで、損傷領域の亀裂進展特性の詳細な検討を行った。また、不連続面の変位が応力再配分特性に与える影響をさらに詳細に考察するとともに、不連続面をモデル化した際の解析精度の検証を行うために、奥多々良木増設発電所、大河内発電所の両発電所を対象に不連続体解析による、空洞掘削時の岩盤挙動シミュレーションを行った。結果は、以下のとおりである。

- ① 亀裂の進展は、鉛直応力が開放される領域（ゆるみ領域）と鉛直応力が増加する領域（損傷領域）で併行して進行する。
- ② 大河内発電所においては、ゆるみ領域よりも損傷領域で損傷がより進展し、ひずみが限界ひずみを超え、地下空洞の不安定化をもたらした。
- ③ シミュレーションの結果、不連続面の変位により応力が再配分され、応力集中が生じることが確認された。
- ④ 現場計測で顕著な変位が確認された不連続面をモデル化したシミュレーションは、不連続面周辺の岩盤挙動を精度良く表現することができる。

参考文献

- 1) 森聡, 平川芳明, 吉田次男: 大規模地下空洞掘削に伴う空洞側壁岩盤の鉛直方向挙動, 第 28 回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, 1997, pp48-52.
- 2) 吉田次男, 大西有三, 西山哲: 空洞掘削時の岩盤挙動メカニズム, 材料 55 巻, 2006, pp501-506
- 3) 打田靖夫, 吉田次男, 浦山克, 平川芳明, 石田毅: 地下空洞掘削時の岩盤内鉛直ひずみ分布に関する一考察, 第 15 回西日本岩盤工学シンポジウム論文集, 1994, pp108-113.

第4章 不連続面特性と岩盤変形特性の相関性

4. 1 はじめに

奥多々良木増設発電所と大河内発電所の計測を通して、空洞掘削による亀裂進展特性とそれに伴う変位特性の把握を行った。両発電所周辺岩盤は、初期の不連続面特性が大きく異なり、奥多々良木増設発電所は不連続面頻度が小さい岩盤であり、一方、大河内発電所は初期の不連続面頻度が高い岩盤である。そこで、両発電所周辺の計測データを分析することで、初期の不連続面特性が亀裂進展特性、変位特性に与える影響を分析した。

奥多々良木増設発電所と大河内発電所での亀裂進展特性、変位特性分析結果を基に、他の地下発電所や斜面の掘削時における計測データを加えて、応力開放時における岩盤変形係数と初期不連続面頻度の相関性の定量化を試みた。定量化は、各地点の変位計測データを逆解析して得られた岩盤変形係数と変位計測箇所近傍のボーリングコアの不連続面頻度、弾性係数を統計処理することで行った。

4. 2 奥多々良木発電所と大河内発電所の比較

4. 2. 1 地下空洞の比較

図4-1に示すとおり、奥多々良木発電所の空洞寸法は幅25m、高さ47mであり、一方、大河内発電所の空洞寸法は、幅24m、高さ46.6mでありほぼ同寸法である。断面形状についても、両者とも弾頭型である。また、不連続面観察は、空洞から約20m離れた先行トンネルからほぼ水平に掘削されたボーリング孔を用いて、BSS、BTVにより観察を行った。空洞とボーリング孔の位置関係もほぼ同様である。その他、地山被り、岩級、一軸圧縮強度、初期地圧等についても、表4-1に示すとおり両発電所で非常に類似している。

岩盤挙動を比較する上では、不連続面特性以外の特性は両発電所でほぼ同等であり、岩盤挙動の差として現れる現象は、概ね不連続面特性の違いによるものであると考えられる¹⁾。

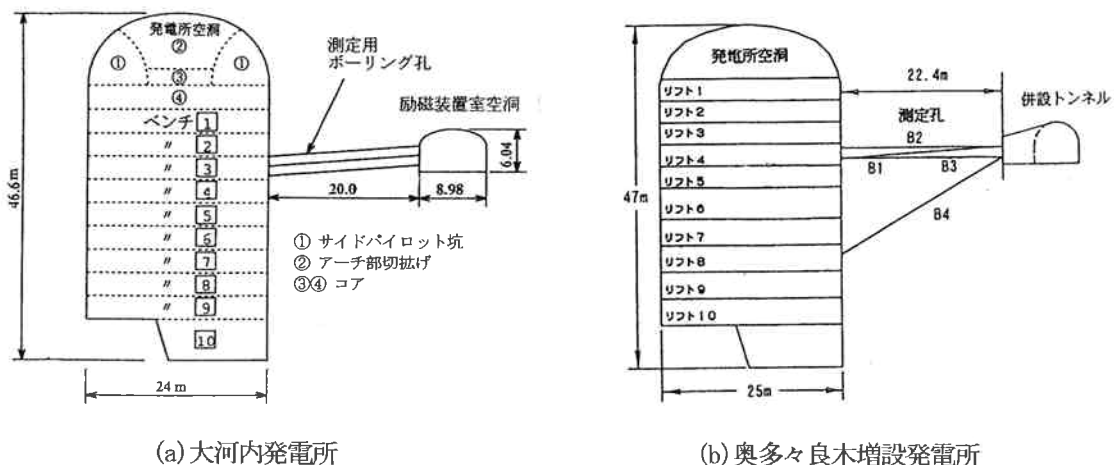


図4-1 空洞形状と計測位置

表 4—1 大河内発電所と奥多々良木増設発電所の比較

	大河内地点	奥多々良木地点
岩 種	ひん岩	流紋岩
岩 級	CH	CH-B
一軸圧縮強度	237MPa	187MPa
地山被り	約280m	210～280m
初期応力		

4. 2. 2 両発電所の不連続面観察結果の比較

不連続面観察結果をもとに、掘削に伴う岩盤挙動の変化を初期状態と掘削に伴う変化に区別して整理した。

(1) 不連続面の方向

観察不連続面の極密度分布（下半球投影）図4—2に示す。初期状態（掘削前の状態）に着目すると、大河内B4孔では、N30W/70～90N、N30W80～90S すなわち、空洞壁面に対して急角度（60～90°）の流れ目、または、差し目が非常に多い、奥多々良木B3孔では、第1にN20E/V、N20W/Vの不連続面が卓越しており、両発電所ともに2つの卓越不連続面群が確認できる。

掘削により変化した不連続面（掘削により開口幅が変化した不連続面と鉱物脈の亀裂化も含む新規に発生した不連続面）は、大河内発電所では、N20W/70～90N すなわち空洞長軸方向にほぼ平行で、急角度なものが卓越し、奥多々良木発電所では N20E/70～90N、N20W/70～90N と空洞長軸に±20° 程度に交差する急角度なものが卓越している。何れの発電所でも掘削面に対して高傾斜の流れ目または、さし目の不連続面の開口や亀裂化が多い。

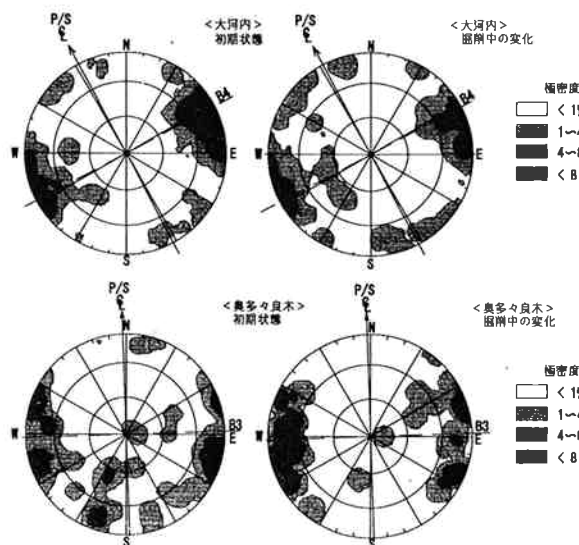


図 4—2 不連続面観察結果（極密度分布）

(2) 不連続面の位置と開口幅

不連続面観察結果をそれぞれ水平面と鉛直面に投影したものを図4-3に示す。
 図中不連続面の位置は、大河内発電所に関しては、本体空洞からの距離として奥多々良木地点関しては、先行トンネルからの距離として記述している。また、これらの1m区間毎における成因別不連続面頻度分布を図4-4に示す。初期状態における個々の不連続面に着目すると、大河内発電所は、初期状態では測線全長にわたって、10本/m程度の不連続面分布を示している。

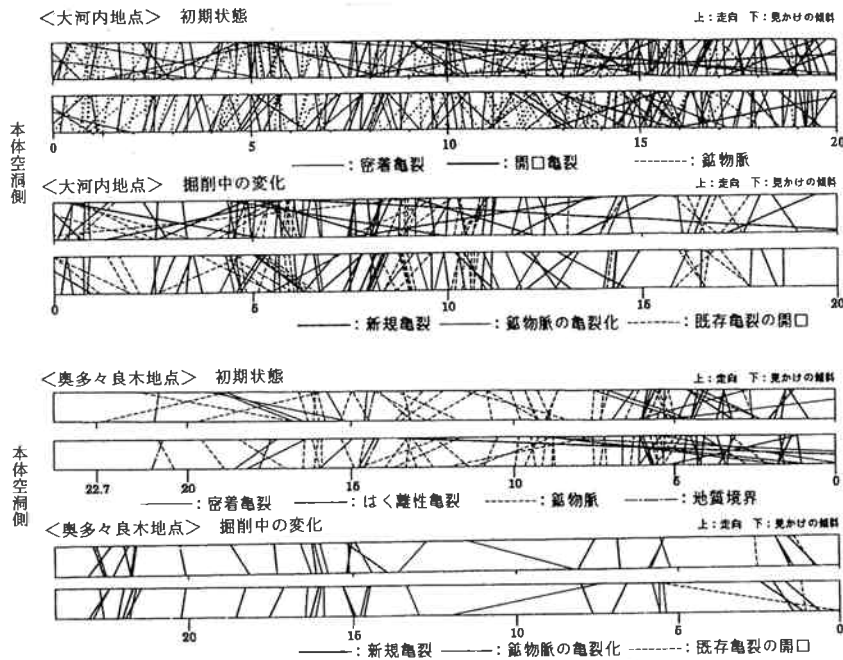


図4-3 不連続面観察結果（走向、見かけの傾斜）

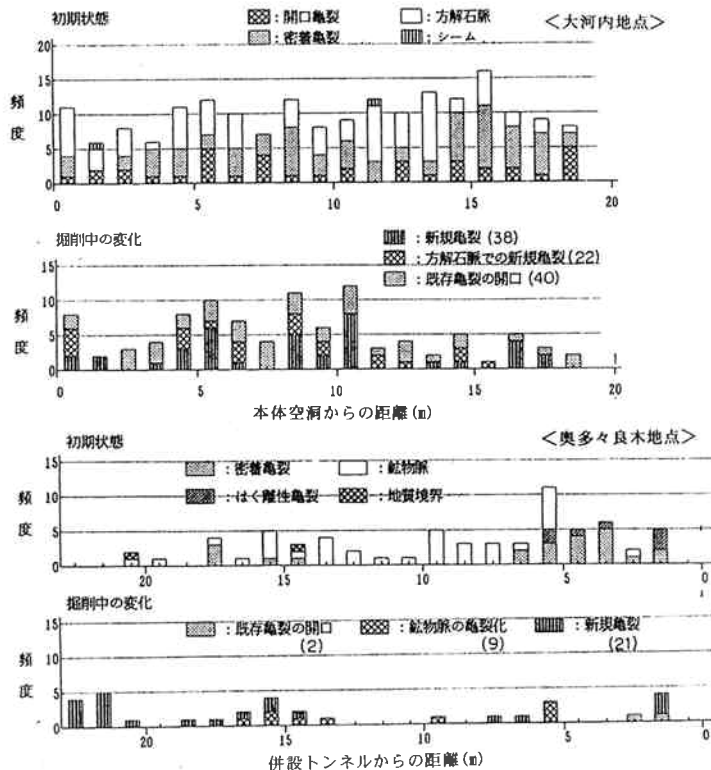


図4-4 成因別不連続面頻度分布

成因別の頻度を見ると、壁面から 11～14m 間では、方解石脈の頻度の高い領域があり 14m～18m 間では、密着亀裂の頻度の高い領域がある。開口亀裂は、5～6m 間、7～8m 間、18～19m 間で、他の区間の約二倍となっているが、全体的にその頻度は低い。全体的に、空洞長軸方向に平行な走向を有しているものが多い。

掘削中に変化した不連続面に着目すると、空洞近傍や 4m～11m 付近で、空洞長軸と走向がほぼ平行で、見かけの傾斜が高角度の不連続面に新規亀裂の発生および既存亀裂の開口が顕著である。また、新規亀裂の発生方向は、初期状態の不連続面の卓越方向によく一致している。

一方、奥多々良木増設発電所では、大河内発電所と比較すると全体的に亀裂頻度が低く、先行トンネル側から 1～7m 区間で密着亀裂の頻度が高い領域、5～14m 間で鉱物脈の頻度の高い領域となっている。また、19～22.5m 区間では、不連続面頻度が非常に低い傾向を示す。不連続面の方向は、1～4m 間および 14～17m 間では、空洞長軸に平行で見かけの傾斜高角度なものが多い。

掘削中に変化した不連続面に着目すると、1～2m 間、14～17m 間、21～22.5m 間で既存亀裂の開口や新規亀裂の発生が確認できる。これらの新規亀裂も大河内発電所と同様空洞長軸方向に平行で見かけの傾斜は高角度の流れ目となっている。

次に掘削に伴う開口幅の累積値を図 4—5 に示す。大河内発電所では、掘削に伴う不連続面変化の著しい本体空洞から約 4m～11m までの区間で開口幅の増加も著しい。この区間の部分的な亀裂開口ひずみ(亀裂開口幅の累積値を測線長で除した値)は約 0.45%で岩盤の限界ひずみ(0.3%)を超えており、岩盤ゆるみ領域であると評価できる。奥多々良木地点では、掘削中に変化した不連続面が少ないため、亀裂開口ひずみが最大となる本体空洞近傍の区間でも 0.2%程度と大きな開口ひずみにはつながっていない。

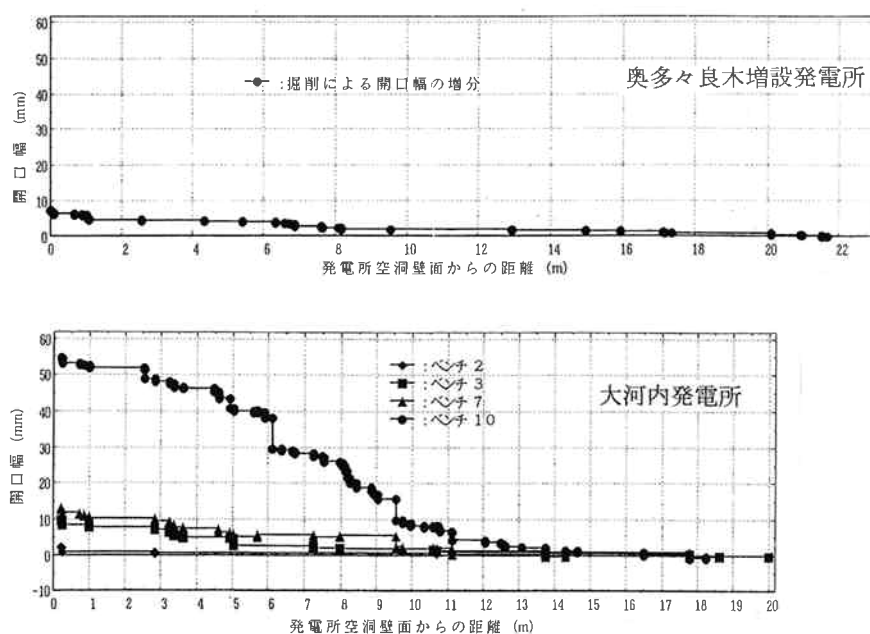


図 4—5 掘削に伴い変化した亀裂の累積開口幅

(3) 不連続面の頻度と開口幅の比較

初期状態、掘削中の変化および最終状態について、不連続面の種類別に頻度を算定したものを表4—2に示すここで、不連続面の頻度は、観察測線全長にわたる性状別不連続面数を測線長で除して表している。また、表中には、亀裂開口幅についても整理して示した。不連続面の頻度に着目すると大河内発電所においては、初期状態の亀裂(密着亀裂と開口亀裂の合計)が5.8本/m、鉱物脈が4.1本/m、不連続面全体で10本/mであったが、掘削により既存亀裂の開口、鉱物脈の亀裂化、新規亀裂の発生が生じ、最終状態では、12本/mとなる。掘削中に変化した不連続面頻度は、5.3本/mとなり、その内訳は開口幅が増大したものが38%、鉱物脈が亀裂化したものが23%、新規亀裂が39%である。

一方、奥多々良木増設発電所においては、初期状態で亀裂が1.3本/m、鉱物脈が1.7本/m、不連続面全体で合計3.1本/mであったが、最終状態では、4本/mとなった。掘削による変化は、1.5本/mの頻度でその内訳は、開口幅の増大が8%、鉱物脈が24%、新規亀裂が68%である。

掘削中に変化した不連続面頻度を成因別に見ると、大河内発電所においては、既存亀裂の開口となっている。このように、初期状態の亀裂頻度が小さい(1.3本/m)奥多々良木増設発電所では、既存亀裂の開口頻度が相対的に小さく、新規亀裂の発生頻度が相対的に高いという特徴を有している。亀裂の開口幅に関しては、大河内地点では、初期状態の累積開口幅は約32mmであり、掘削により約55mm開口幅が増加した。累積開口幅を計測区間長で除した亀裂開口ひずみは掘削増分で0.29%と亀裂のみの変化ですでに限界ひずみと同等の大きさとなっている。一方、奥多々良木増設発電所では、初期状態の累積開口幅は約3.6mm、掘削による開口幅の増分は7.1mmであり亀裂開口ひずみも小さい。このように両地点で絶対値は異なるものの、掘削によって、初期状態の累積開口幅の2倍程度の亀裂開口幅の増加が生じている²⁾。

表4—2 大河内発電所と奥多々良木増設発電所における不連続面の頻度と開口幅の変化

		大河内p/s(B4孔)				奥多々良木p/s(B3孔)			
		合計(本/m)				合計(本/m)			
不連続面の頻度	初期状態	10.0	亀裂 5.8	鉱物脈 4.1	シーム 0.1	3.1	亀裂 1.3	鉱物脈 1.7	地質境界 0.1
	掘削中の変化	5.3	開口幅増大 2.0 (38%)	亀裂化 1.2 (23%)	新規亀裂 2.1 (39%)	1.5	開口幅増大 0.1 (8%)	亀裂化 0.4 (24%)	新規亀裂 1.0 (68%)
	最終状態	12.0	亀裂 9.0	鉱物脈 2.9	シーム 0.1	4.0	亀裂 2.7	鉱物脈 1.2	地質境界 0.1
		累積開口幅 (mm)		亀裂開口ひずみ (%)	平均開口幅 (mm)	累積開口幅 (mm)		亀裂開口ひずみ (%)	平均開口幅 (mm)
開口幅	初期状態	32.32	0.17	0.29	3.60	0.02	0.12		
	掘削中の変化	54.80	0.29	0.55	7.10	0.03	0.22		
	最終状態	87.00	0.46	0.51	10.70	0.05	0.18		

岩盤変位を岩盤実質部と亀裂による変位部分に分離すると、大河内発電所の場合、岩盤変位が約 64mm であるので、岩盤実質部の変位が約 9mm、亀裂の変位が約 55mm である。一方、奥多々良木増設発電所の場合、岩盤変位が約 15mm であるので、岩盤実質部の変位が約 8mm、亀裂の変位が約 7mm となる。両者を比較すると、岩盤実質部の変位はほとんど差がないが、亀裂の変化に起因する変位に大きな差があり、その結果、岩盤の変位に 4 倍程度の差が生じた。3. 3 章で考察した損傷領域については、大河内発電所で 0.5% の亀裂開口ひずみが生じ、限界ひずみを超えたのに対して、奥多々良木増設発電所は 0.03% であった。

両地点における共通点としては、掘削による不連続面の変化は、初期状態の亀裂すべてに生じるわけではなく、一部の初期亀裂の開口と亀裂の発生（新規亀裂の発生と鉱物脈の亀裂化）という 2 つの機構によって生じること、掘削中に変化する不連続面頻度は、初期状態の亀裂頻度と概ね同等であること、掘削中に変化した亀裂の累積開口幅は、初期状態の亀裂の累積開口幅のおよそ 2 倍程度であることが挙げられる。これらの亀裂の開口や亀裂の発生に関するメカニズムについては、現在のところ、言及することはできないが、不連続性岩盤をモデル化する場合に考慮しなくてはならない現象であると思われる。また、不連続面特性と岩盤の変形量（ここでは、亀裂の開口量）の關係に着目すると、2 地点での限られたデータではあるが、初期状態の亀裂頻度と掘削により変化した亀裂頻度および初期状態の亀裂の累積開口幅と掘削中に変化した亀裂の累積開口幅には、それぞれの相関が認められ、初期状態の亀裂頻度や初期状態の亀裂の累積開口幅が不連続性岩盤の変形量を予測するうえで有効な指標になる可能性を示している。

図 4—6 に大河内発電所鉄管路側のボーリング孔での観察結果と併せて、初期の不連続面頻度と、掘削により変化した開口幅の累積をボーリング孔長で除して求めた開口幅ひずみとの相関を示す。初期の不連続面頻度が高いほど掘削により増大する開口幅も大きい。

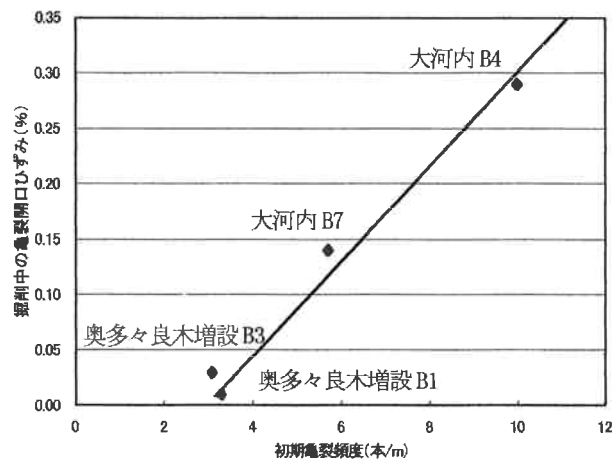


図 4—6 初期亀裂頻度と掘削中に変化した亀裂開口ひずみの関係

4. 3 岩盤変形係数と不連続面頻度の相関

4. 3. 1 不連続面特性と変形特性の相関性評価手順

奥多々良木増設発電所と大河内発電所の地下空洞掘削時の亀裂観察結果や変位計測結果から、初期の不連続面頻度が高いほど亀裂進展が顕著となり、その結果、岩盤の変形性が高まることが分かった。そこで、他地点のデータも加え、初期の不連続面頻度と岩盤変形係数の相関性を評価した。対象とした構造物は地下空洞と同様に建設時に応力開放となるものとした。

地下発電所や堅坑などの建設時の変位計測データを用いて岩盤変形特性評価を行う場合、構造物の形状や初期地圧を考慮する必要がある。そこで、逆解析的手法により変形係数を評価した。得られた変形係数とボーリングコアの不連続面頻度、RQD との相関性を評価することで、不連続面特性が変形特性に与える影響を評価した。対象地点は、地下発電所5地点、堅坑2地点である。このうち、地中変位計設置地点のボーリングのコア情報が得られる箇所、および、地中変位計周辺で複数のボーリングコア情報が得られる箇所を検討対象とした。評価手順は、以下のとおりである。

①岩盤変位計測結果と計測位置での不連続面頻度の評価

- ・岩盤変位計測位置におけるボーリング調査結果から、ボーリングコアで確認できる亀裂頻度、RQD を評価する。
- ・ボーリングコアを用いた岩石コアの一軸圧縮試験により岩石コアの弾性係数を評価する。

②岩盤基質部弾性係数による変位の評価

- ・等方連続体 FEM 解析により、岩盤部を基質部の弾性係数として掘削解析を実施し、岩石基質部による変位量を算定する。

③逆解析的手法による岩盤変形係数の評価

- ・実測岩盤変位に対する、②で算定した岩盤基質部の弾性係数による変位量の比率を最小自乗法によって求める。

$$f = (\text{実測変位} - \text{岩盤基質部弾性解析による変位} \times K)^2$$

の $df/dk=0$ となる K を算定する。

④岩盤基質部の弾性係数による変位と実測岩盤変位の比と不連続面頻度の相関の検討

- ・各測線において、③で求めた実測変位と岩盤基質部による変位の比率から、岩盤基質、不連続面の影響を含んだ実測岩盤の見かけの岩盤変形係数 D を評価し、岩盤基質部の弾性係数 E_i との比を取る。
- ・これらの比と不連続面頻度との相関を求める。

図 4 - 7 に不連続面特性と変形特性の相関性評価手順を示す。

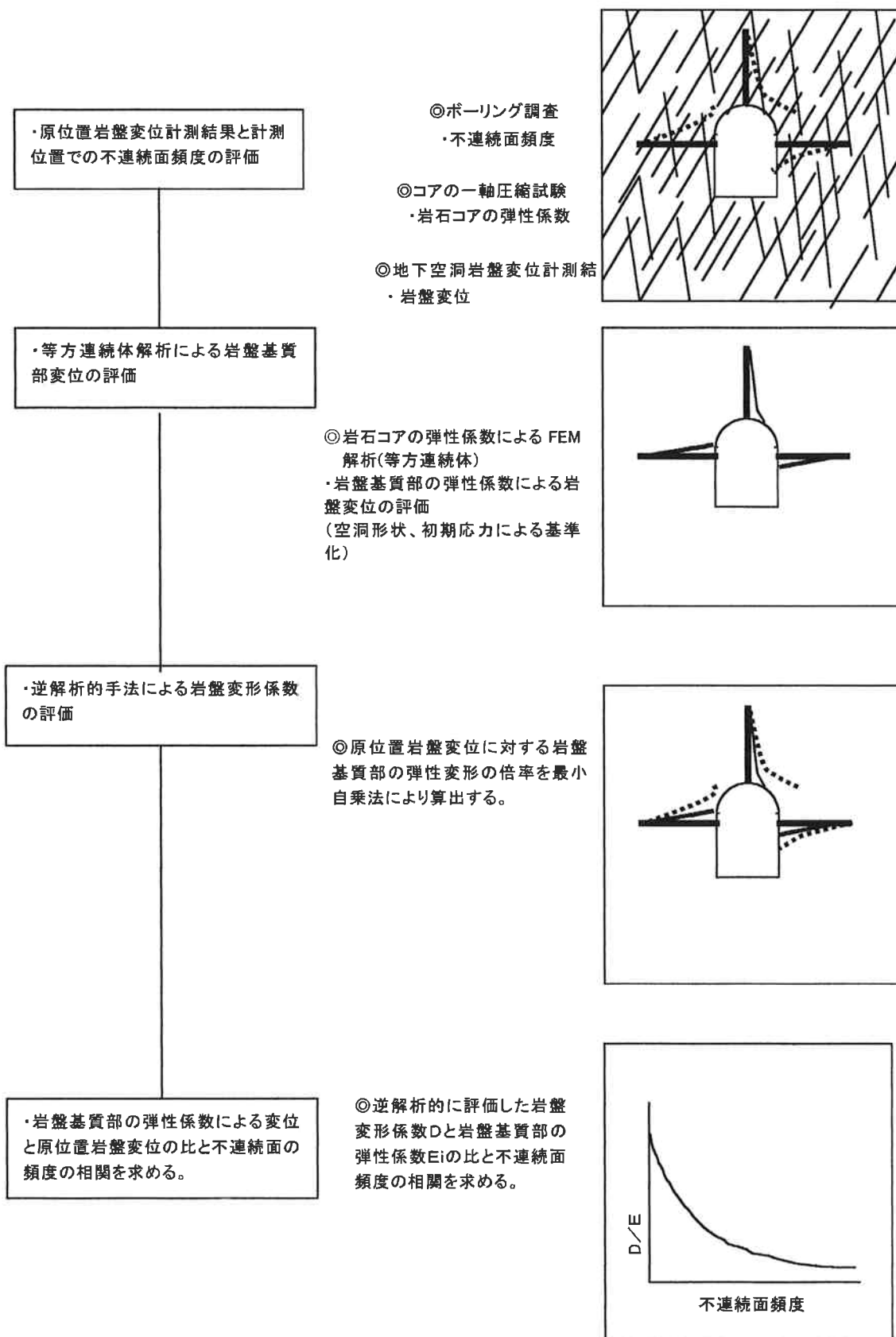


図 4 - 7 不連続面特性と変形特性の相関性評価手順

(1) 奥多々良木増設発電所

検討対象は、図4-8に示すとおり、ボーリングコアにより不連続面頻度を評価可能な側壁部での2箇所の岩盤変位計測(OZ-1, OZ-2)である。計測箇所の不連続面頻度、RQDは、岩盤変位計を埋設するために行ったボーリングのコアより評価した。1m当たりの不連続面頻度、RQDは、OZ-1では7.0本、56.5、OZ-2では、6.3本、62.2である。掘削時の岩盤変位は、OZ-1では計測区間20mの変位が15.1mm、OZ-2区間では計測区間26mの変位が14.8mmである。(図4-9)

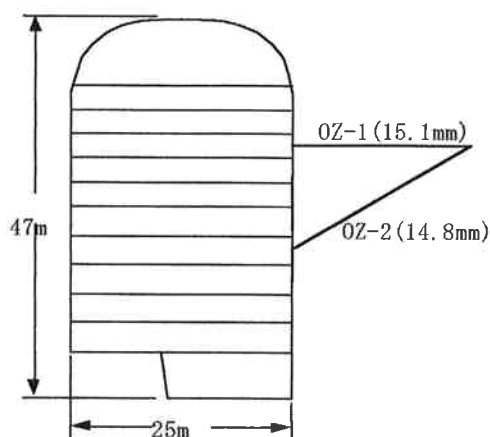


図4-8 奥多々良木増設発電所対象測線

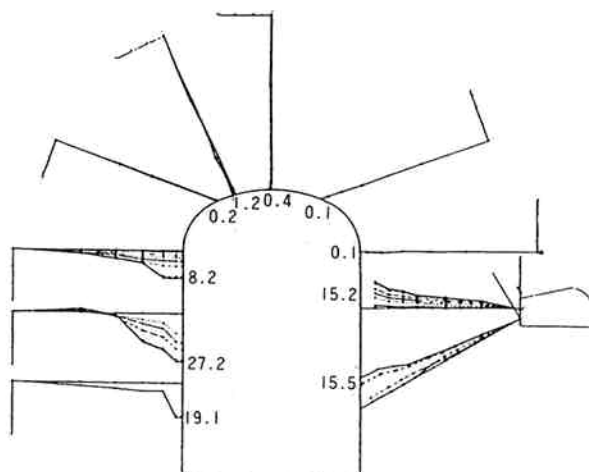


図 4-9 変位分布図 (奥多々良木増設発電)

解析に用いた岩盤物性はB級、C_H級岩盤の岩石試験結果から評価した。初期地圧は、原位置測定結果から評価した値を用いた。表4－3、表4－4に、それぞれ解析に用いた物性値、および、初期地圧を示す。また、図4－10、図4－11に解析メッシュ図を示す。

表4－3 解析物性値（奥多々良木増設発電所）

	静弾性係数 (MPa)	ポアソン比
流紋岩	5.5×10^4	0.2

表4－4 初期地圧（奥多々良木増設発電所）

最大主応力 σ_1	9.3Mpa
最小主応力 σ_3	5.4MPa
最大主応力の方向（水平面から反時計周り）	-36.0°

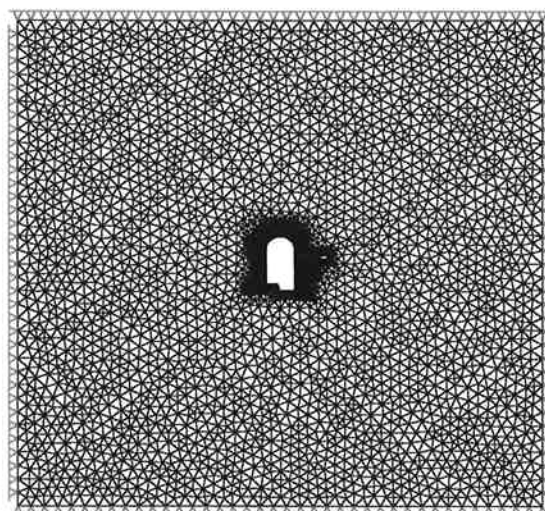


図4－10 解析メッシュ図（奥多々良木増設発電所）

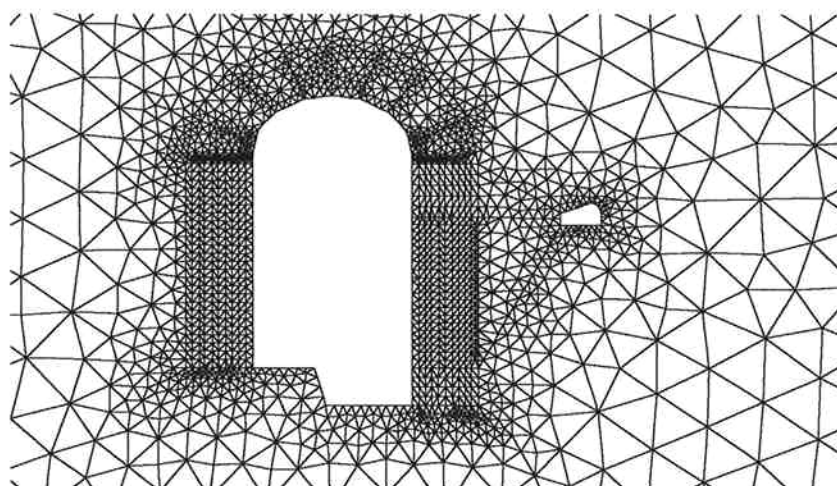


図4－11 地下空洞周辺メッシュ図（奥多々良木増設発電所）

解析結果を表4—5に示す。 dE_r/dE_i は、各測線における最小自乗法により評価した。

表4—5 解析結果 (奥多々良木増設発電所)

OZ-1	深度(m)	20.5	18.5	16.5	14.5	10.5	5.6	0.0			dE_r/dE_i
	計測値(mm)	0.00	6.45	9.15	10.78	13.51	14.96	19.35			7.7
	岩盤基質部変位 (mm)	0.00	0.68	1.15	1.58	1.81	2.07	2.32			
OZ-2	深度(m)	23.6	21.2	18.9	16.6	14.3	12.0	9.7	6.2	0.0	dE_r/dE_i
	計測値(mm)	0.00	4.28	5.91	6.86	8.12	9.52	13.01	15.41	15.47	12.5
	岩盤基質部変位 (mm)	0.00	0.36	0.54	0.66	0.77	0.88	0.98	1.07	1.16	

(2) 大河内発電所

大河内発電所の地下空洞周辺岩盤は、第2章で述べたとおり、岩盤状況は全体的には良好で電研分類によるC_H級が主となっているが、放水路側のアーチ部側壁部には発電所空洞の長軸と平行な走行で水圧管路側へ傾斜するシームが多数雁行しており、これの沿ったゾーンや空洞を横断するシームとの交差部付近で岩盤が劣化している。一方、水圧管路側は全体にシームが少なく良好な岩盤状況となっている。空洞形状は弾頭型で、規模は幅24m、高46.6m、長さ134.5mである。掘削時における地中変位で、顕著な変位のあった経時変化として、アーチ部の変位は、アーチ掘削時のみならず、ベンチ掘削時においても発生し、また、側壁部では、ベンチ掘削時の進行に伴い変位増分は減少するものの、掘削完了後も変位は発生しており、約6カ月後に収束した。分布の特徴として、水圧管路側は岩盤深部から少しずつ変位が発生し弾性的挙動をしているのに対し、放水路側は掘削壁側から6m付近で変曲点を有する分布となった。ベンチ掘削時にアーチ部の変位はほとんど発生しなかったが、放水路側の側壁部においては大きな変位が発生し、最終ベンチ掘削完了後も2カ月ほど変位は収束しなかった。

検討対象の計測は、図4—12に示すアーチ部で行われた2箇所の岩盤変位計測(OK-1, OK-2)および、側壁部で行われた2箇所の岩盤変位計測(OK-3, OK-4)である。計測箇所の不連続面頻度、RQDは、岩盤変位計を埋設するために行ったボーリングのコアより評価した。1m当たりの不連続面頻度、RQDは、それぞれOK-1では6.7本、78.9、OK-2では4.2本、73.0、OK-3では12.5本、34.7、OK-4では4.5本、81.0である。掘削時の岩盤変位は、OK-1では計測区間30mの変位が11.5mm、OK-2では計測区間26mの変位が6.1mm、OK-3では計測区間20mの変位が52.9mm、OK-4では計測区間20mの変位が19.9mmである。図4—13に計測値を示す。

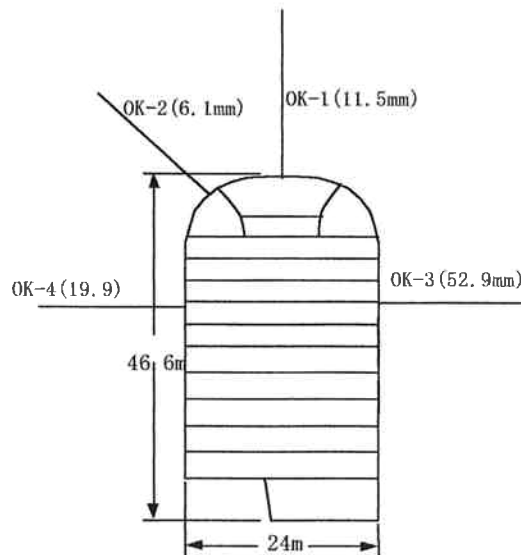


図 4-12 大河内発電所対象測線

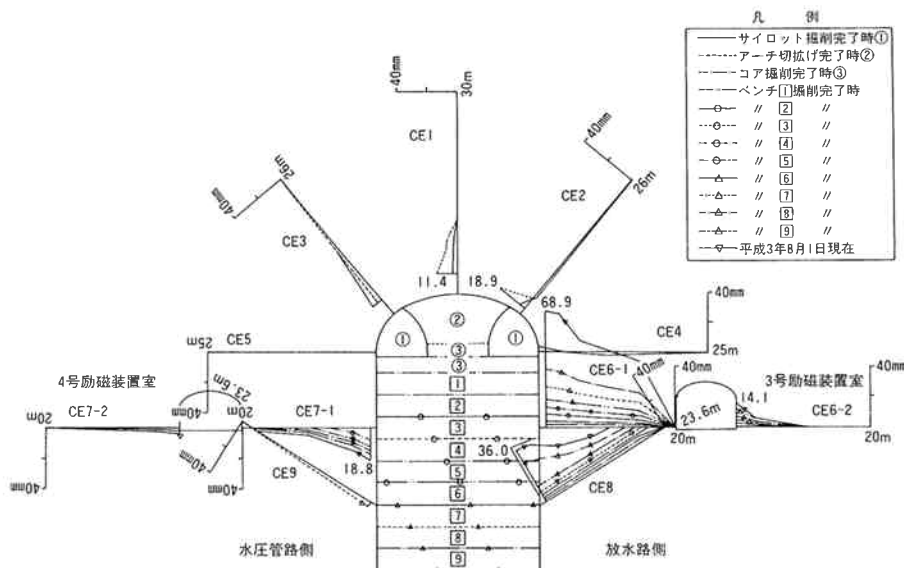


図 4-13 変位分布図（大河内発電所）

解析に用いた岩盤物性は岩石試験結果から評価した。初期地圧は、原位置測定結果から評価した値を用いた。表 4-6、表 4-7 に、それぞれ解析に用いた物性値、および、初期地圧を示す。また、図 4-14、図 4-15 に解析メッシュ図を示す。

表 4-6 解析物性値（大河内発電所）

	静弾性係数 (MPa)	ポアソン比
ひん岩	7.5×10^4	0.2

表 4-7 初期地圧（大河内発電所）

初期応力最大主応力 σ_1	10.0MPa
最小主応力 σ_3	4MPa
最大主応力の方向	-36°

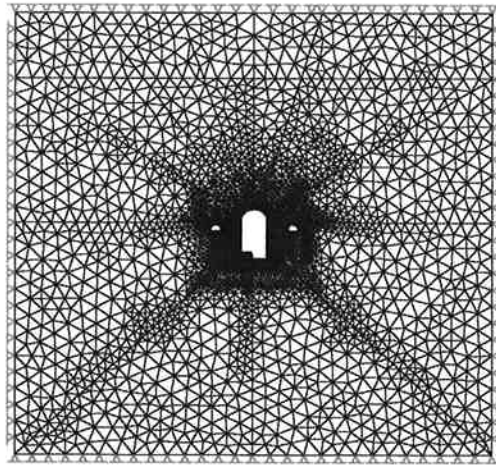


図 4-14 解析メッシュ図（大河内発電所）

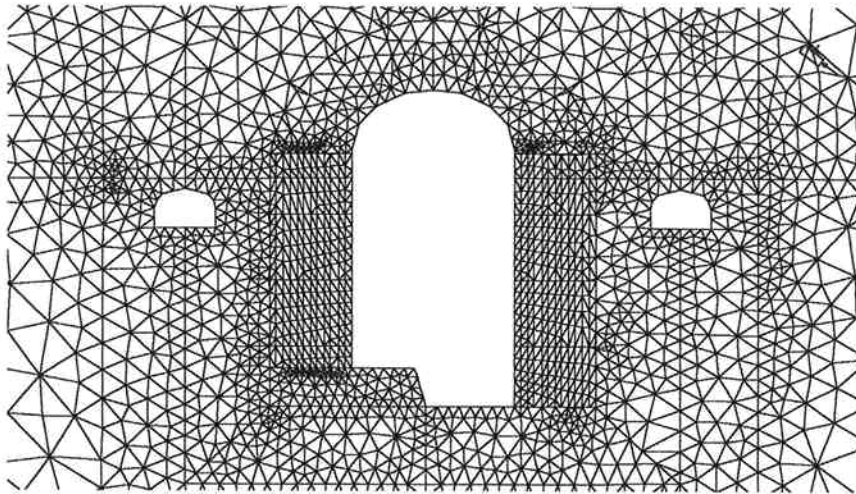


図 4-15 地下空洞周辺メッシュ図（大河内発電所）

解析結果を表4—8に示す。 dE_r/dE_i は、各測線における最小自乗法により評価した。

表4—8 解析結果（大河内発電所）

OK-1	深度(m)	30.0	20.0	15.0	11.0	8.0	6.0	3.0	dE_r/dE_i
	実測値(mm)	0.00	0.04	-1.11	-1.07	5.27	6.75	11.54	18.9
	岩盤基質部変位 (mm)	0.00	0.06	0.11	0.18	0.26	0.34	0.51	
OK-2	深度(m)	25.0	11.0	7.4	5.5	2.5			dE_r/dE_i
	実測値(mm)	0.00	2.04	4.25	5.12	6.07			4.5
	岩盤基質部変位 (mm)	0.00	0.64	0.90	1.05	1.34			
OK-3	深度(m)	20.0	15.0	10.0	6.0	3.0	1.0		dE_r/dE_i
	実測値(mm)	0.00	28.90	34.33	39.15	51.76	52.88		40.7
	岩盤基質部変位 (mm)	0.00	0.32	0.65	0.99	1.26	1.45		
OK-4	深度(m)	20.0	15.0	10.0	6.0	3.0	1.0		dE_r/dE_i
	実測値(mm)	0.00	3.97	5.68	10.51	14.98	19.85		4.9
	岩盤基質部変位 (mm)	0.00	0.50	0.94	1.30	1.57	0.17		

(3) 喜撰山発電所

喜撰山発電所は、淀川水系宇治川中流部にある既設天ヶ瀬ダム（国土交通省所管）の貯水池を下部調整池とし、その西方宇治市池尾地内喜撰山山麓に、新たにロックフィルダムを築造して上部調整池を設け、この両調整池間高低差を利用して、揚水、発電を行う純揚水式発電所である。天ヶ瀬ダム上流 5.5Km 地点で宇治川右岸に流入する寒谷川の中流部に、高さ 91m、頂長 255m の中央しゃ水壁型ロックフィルダムを築造し、有効貯水量 $5,330,000\text{m}^3$ の貯水池を設け、延長 355.446m の地下埋設式高張力鋼水圧鉄管 2 条により地価発電所に導水し発電する。（図 4-16）使用水量 $248\text{m}^3/\text{s}$ 、有効落差 219.35m、発電力 466,000kW であり、昭和 42 年 3 月に着工し、1 号機が 45 年 1 月、2 号機が 45 年 7 月に運転開始した。

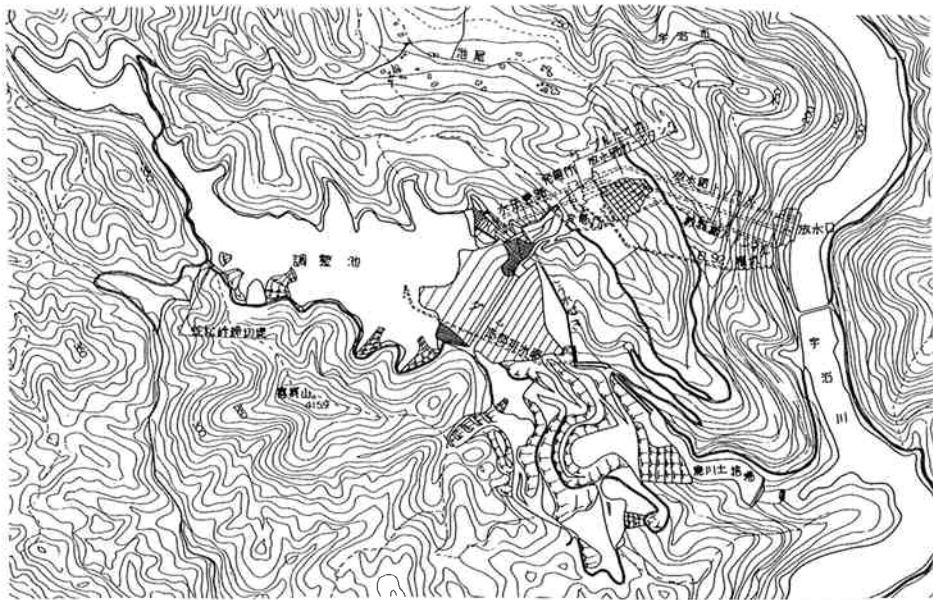


図 4-16 喜撰山発電所平面図

発電所空洞付近の岩盤は古生層の堆積岩で、岩石の種類はチャート、砂質粘板岩および粘板岩からなり、その走向は発電所中心線とほぼ直交し、傾斜は $S60^{\circ} \sim 80^{\circ}$ である。空洞の鉄管路側の大半と、ドラフトトンネル側の下流半分を占めるチャートは、岩質がきわめて堅硬であり、ドラフト側の上流半分は、上部が砂質粘板岩、下部が粘板岩で EL. 50m 以下において幅 30~80 cm 程の断層が妻壁よりドラフト天端に向かって走っている。（図 4-17）上記の砂質粘板岩はかなり堅岩であるが、粘板岩は細かい節理が多く岩質も軟弱である。また、地山の異方向性に大きく影響する岩体に発達する発電所付近の節理、層理の方向は層理 $N44^{\circ} W/75^{\circ} SW$ 、節理は $N58^{\circ} /84^{\circ} NE$ 、 $N34^{\circ} E/76^{\circ} SE$ の方向が卓越している。

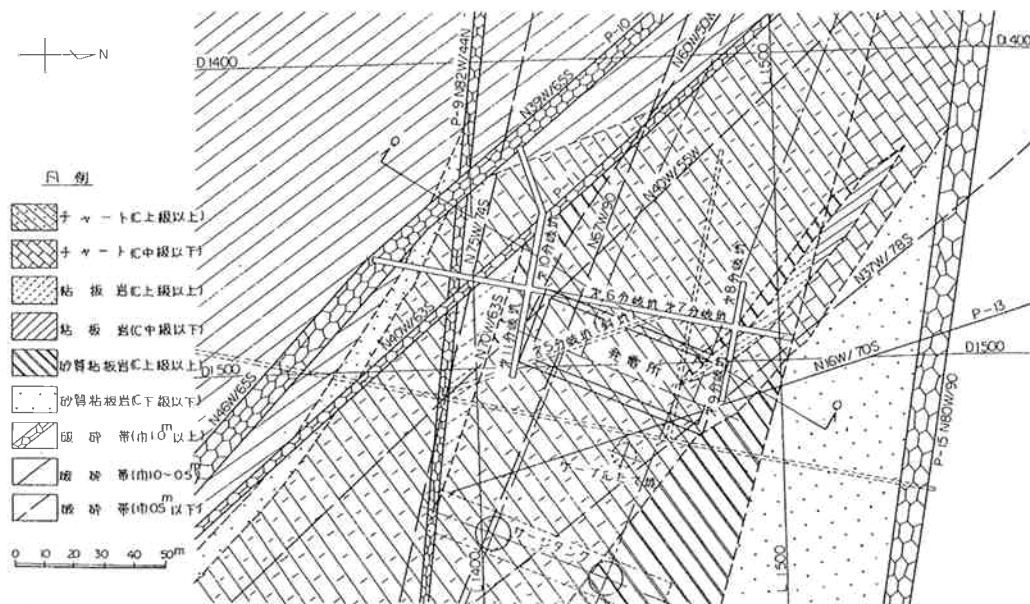


図4—17 喜撰山発電所地下空洞周辺の地質

地下空洞は、図4—18に示すとおり、空洞形状はきのこ型で、規模は幅25.6m、高さ49.6m、長さ60.1mである。発電所周辺の地質は、主に粘板岩で構成され、 $C_M \sim C_H$ 級の岩盤である。アーチ掘削時にケーブルたて坑、搬入トンネルなどのドラフト側側壁岩盤に対して、アーチアバット部よりコンソリデーショングラウトを行うとともに、盤下げ先立ってアーチアバット付近の補強用PCボルトの施工に着手し、PCボルト緊張完了箇所よりリフトの盤下げを開始した。No.3リフト盤下げ時より、ドラフト側の岩質が次第に低下し、アーチ掘削完了後安定していたその部分のアーチ岩盤の変位が再び増大し始め、ドラフト側側壁岩盤変位計の読みも盤下げごとに増大し、No.5リフト掘削完了後には約20mmに達し、No.6以降は、1号機ドラフト側地質不良部の仕上掘削は幅1mを3mとし、リフトの高さも1.5mとして、ピックによる抜掘が行われた。しかし、その後も岩盤変位は増大し、No.9リフト(EL. 40m)掘削完了時には、ドラフト側側壁岩盤の相対変位量が30~35mmとなり、PCボルトの許容伸び限界値近くなったため、最終的に内梁補強を行うことで対処し、掘削を完了した。

検討対象の計測は、放水路側の側壁で行われた岩盤変位計測(K-1)である。計測箇所の不連続面頻度、RQDは、計測箇所近傍の側壁で実施されたボーリングのコアより評価した。9本のボーリングコアの不連続面頻度は、8.4~13.6本で平均は12.8本である。RQDは、21~43で平均は26.9である。掘削時の岩盤変位は、計測区間15mの変位が40.0mmである。

本地点では、岩石試験から岩盤基質部の弾性係数は評価されていない。したがって、本地点では、表4—9に示す岩石コアに対する弾性波速度試験結果から推定した。

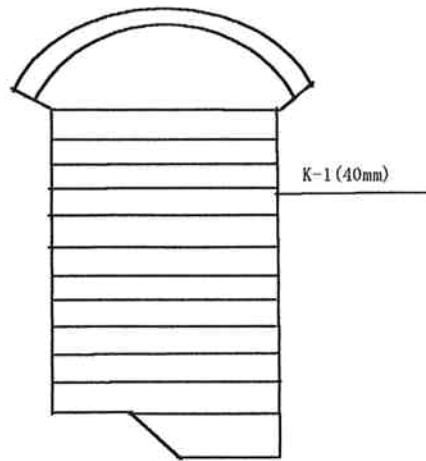


図 4-18 喜撰山発電所対象測線

表 4-9 岩石試験結果

	弾性波速度 V_p (km/sec)	弾性係数 (MPa)	ポアソン比
粘板岩	6.21	$9.03 \sim 10.3 \times 10^4$	0.15~0.25

初期地圧は、原位置測定結果から評価した値を用いた。表 4-10、表 4-11 に、それぞれ解析に用いた物性値、および初期地圧を示す。また、図 4-19、図 4-20 解析メッシュ図を示す。

表 4-10 解析物性値（喜撰山発電所）

弾性係数	90000MPa
ポアソン比	0.2

表 4-11 初期地圧（喜撰山発電所）

最大主応力 σ_1	2.5MPa
最小主応力 σ_3	1.6MPa
最大主応力の方向	0°

岩盤基質部の弾性変形と原位置での計測結果を表 4-12 に示す。また、実測変位 dE_r と岩盤基質部の変位 dE_i との比率を示す。

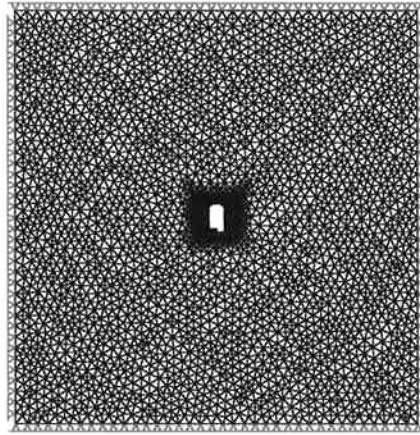


図 4-19 解析メッシュ図（喜撰山発電所）

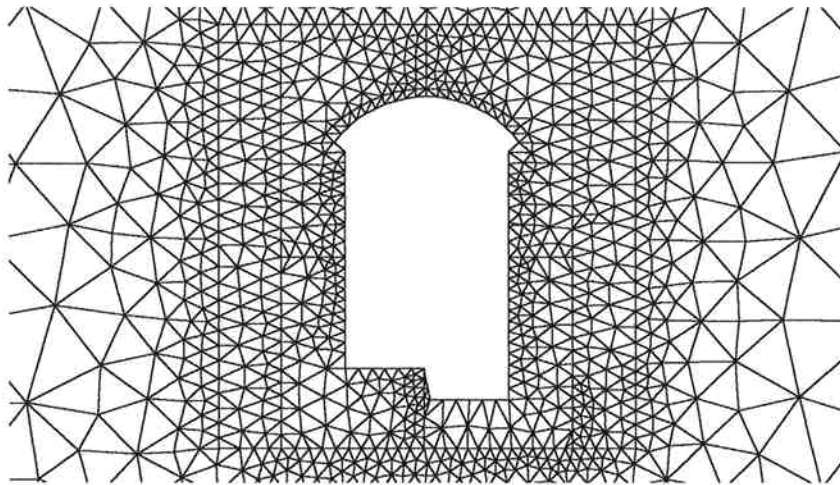


図 4-20 地下空洞周辺メッシュ図（喜撰山発電所）

表 4-12 実測値と解析値の比較

	(鉄管側) EL. 63	(鉄管側) EL. 56	(放水路側) EL. 63	(放水路側) EL. 56
実測値 (mm)	12.3	32.8	9.0	40.0
岩盤基質部変位 (mm)	0.23	0.77	0.23	0.77
dE_r / dE_i	53.4	46.5	40.1	52.0

(4) 奥多々良木発電所（既設）

奥多々良木発電所は、最大出力 1,212,000kW の純揚水発電所であり、昭和 46 年 4 月に着工し昭和 50 年 6 月に完成した。

発電所付近の地質は、中～新生代第三紀の主として石英粗面岩質角礫凝灰岩および流紋岩で構成され、その中には石英斑岩、輝緑岩の岩脈が貫入している。全体的には、顕著な断層、破碎帯は見られず、 C_H ～B 級の良質な岩盤である。

岩質は堅硬緻密で、岩脈との接触面はよく密着していて岩盤境界面の走向傾斜は概ね $N20^\circ \sim 70^\circ W / 60^\circ \sim 80^\circ N$ である。しかしながら水圧管路側岩盤の一部には、少量の湧水を伴う節理面の細かい変質流紋岩が存在し、岩質のやや低下 (C_M 級) した部分もあるが、アーチ部より本体下部に行くにつれて地質は良好である。(図 4-21)

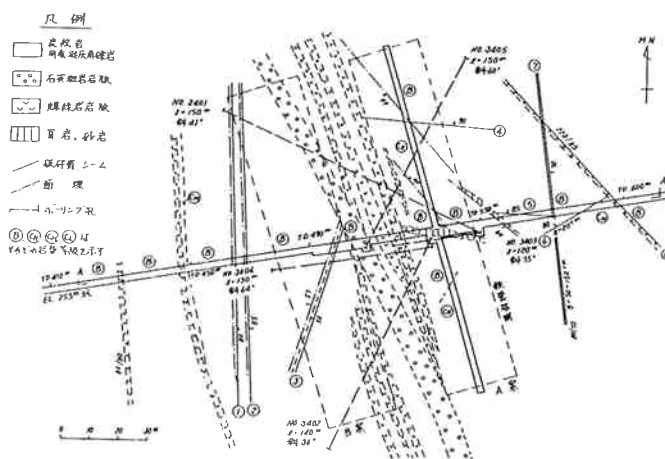


図 4-21 奥多々良木発電所地下空洞周辺の地質

地下空洞は、図 4-22 に示すとおり、空洞形状はきのこ型で、規模は幅 24.9m、高さ 49.2m、長さ 133.4m である。発電所周辺の地質は、主として流紋岩で構成され、 C_H ～B 級の良好な岩盤である。検討対象の計測は、鉄管路側の側壁で行われた箇所での岩盤変位計測 (0-1, 0-2) である。計測箇所の不連続面頻度、RQD は、掘削前に地下発電所掘削箇所およびその周辺で実施された 3 本のボーリングのコアより評価した。3 本のボーリングコアの不連続面頻度は、それぞれ 6.2 本、5.2 本、4.5 本であり、平均値は 5.3 本である。RQD は、それぞれ 67.9、75.2、73.2 であり、平均値は 72.1 である。掘削時の岩盤変位は、計測区間 30m の変位が 0-1 計測で 13.4mm、0-2 計測の変位は 11.4mm である。

解析に用いた岩盤物性値は、流紋岩の岩石試験で得られた値の平均を用いた。初期地圧は、オーバーコアリング法による原位置測定結果から評価した値を用いた。表 4-13、表 4-14 に、それぞれ解析に用いた物性値、および初期地圧を示す。また、図

4－23、図4－24に解析メッシュ図を示す。

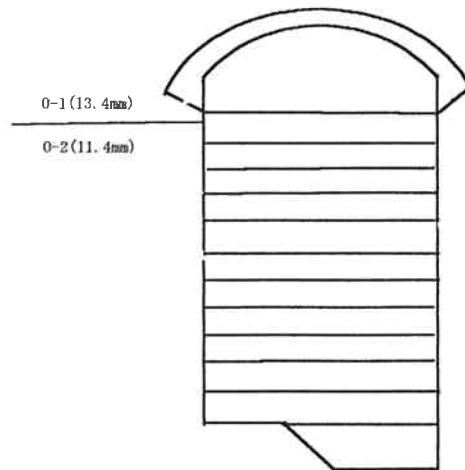


図4－22 奥多々良木発電所対象測線

表4－13 解析物性値（奥多々良木発電所）

	静弾性係数 (MPa)	ポアソン比
流紋岩	3.8×10^4	0.19

表4－14 初期地圧（奥多々良木発電所）

最大主応力 σ_1	10Mpa
最小主応力 σ_3	5MPa
最大主応力の方向（反時計回り）	0°

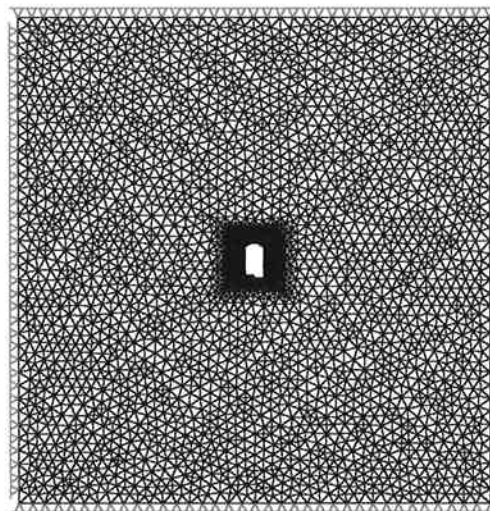


図4－23 解析メッシュ図（奥多々良木発電所）

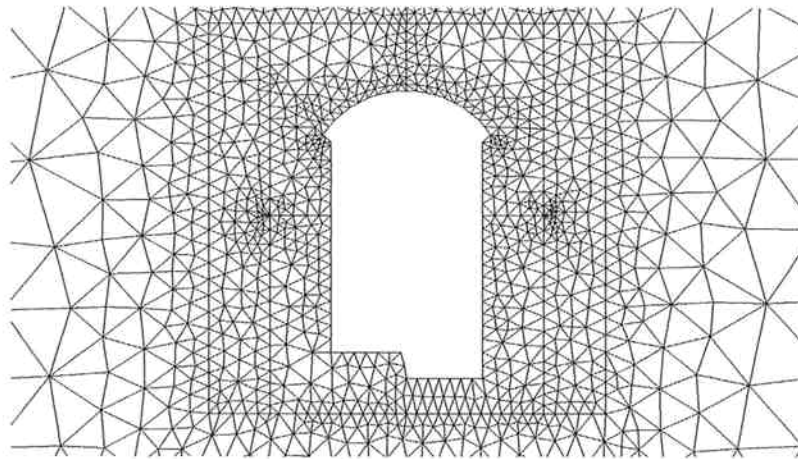


図 4-24 地下空洞周辺メッシュ図（奥多々良木発電所）

岩盤基質部の弾性変形と原位置での計測結果を表 4-15 に示す。また、最小二乗法により求めた実測変位 dE_r と岩盤基質部の変位 dE_i との比率を示す。本地点では、深度 15m での変位が小さいため、深度 0m の表面変位に整合するように dE_r/dE_i を評価した。

表 4-15 実測値と解析値の比較（奥多々良木発電所）

	深度 (m)	0	15	30	dE_r/dE_i
OK-2	実測値 (mm)	11.3	2.0	0.0	5.7
	岩盤基質部変位 (mm)	1.98	1.10	0.00	
OK-2	実測値 (mm)	13.4	3.0	0.0	6.8
	岩盤基質部変位 (mm)	1.98	1.10	0.00	

(5) 伊奈川第二発電所

地下空洞の地質は、中生代白亜紀の粗粒黒雲母花崗岩（通称伊奈川花崗岩）で、岩盤としては電研分類でB～C_H級の新鮮で堅硬な岩盤である。試掘坑調査によるとN70°E/65°NW厚さ90cm程度の破碎帯と、C_L～C_M級の層が、また同様な系列の破碎帯が数本走っている。また、この付近は節理が多く、その卓越方向は、N-S/90°及びN54°W/30°SWである。

地下空洞は、図4-25に示すとおり、空洞形状は弾頭型で、規模は幅16.48m、高さ31.59m、長さ25.08mである。発電所周辺の地質は、主として花崗岩で構成され、B～C_H級の新鮮で堅硬な岩盤である。検討対象の計測は、アーチ部で行われた1箇所の岩盤変位計測（I-1）である。計測箇所の不連続面頻度、RQDは、岩盤変位計を埋設するために行ったボーリングのコアより評価した。1m当たりの不連続面頻度は12.5本、RQDは36.0である。掘削時の岩盤変位は、計測区間20mの変位が8.8mmである。

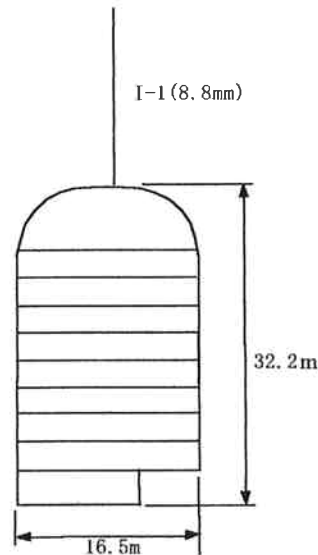


図4-25 伊奈川第二発電所対象測線

解析に用いた岩盤物性値は、黒雲母花崗岩の岩石試験で得られた値の平均を用いた。初期地圧は、逆解析結果で得られた真の初期応力パラメータを本地点の推定岩盤弾性係数で除した値を用いた。表4-16、表4-17に、それぞれ解析に用いた物性値、および、初期地圧を示す。また、図4-26、図4-27に解析メッシュ図を示す。

表4-16 解析物性値（伊奈川第二発電所）

	静弾性係数 (MPa)	ポアソン比
黒雲母花崗岩	5.73×10^4	0.2

表 4-17 初期地圧（伊奈川第二発電所）

最大主応力 σ_1	36.8MPa
最小主応力 σ_3	26.6MPa
最大主応力の方向（反時計回り）	42.0°

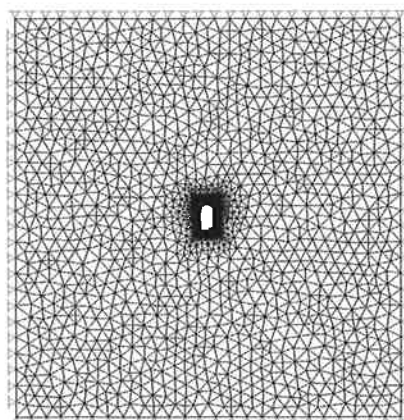


図 4-26 解析メッシュ図（伊奈川第二発電所）

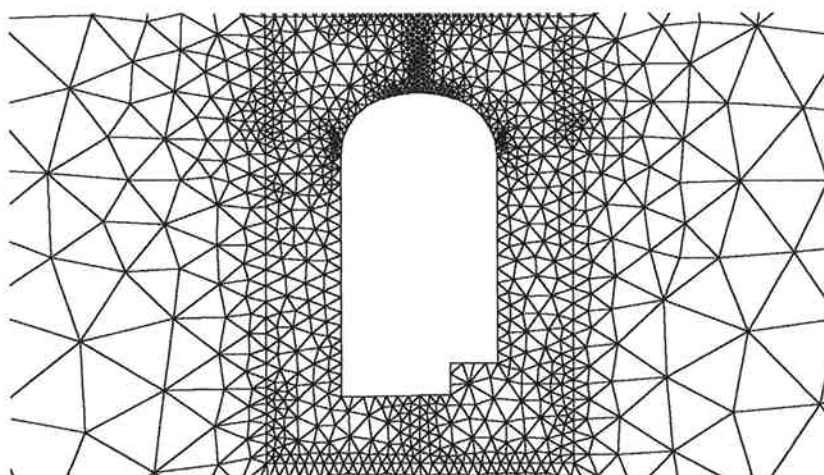


図 4-27 地下空洞周辺メッシュ図（伊奈川第二発電所）

岩盤基質部の弾性変形と原位置での計測結果を表 4-18 に示す。また、最小二乗法により求めた実測変位 dE_r と岩盤基質部の変位 dE_i との比率を示す。

表 4-18 実測値と解析値の比較（伊奈川第二発電所）

	深度 (m)	20.0	15.0	10.0	5.0	3.0	1.0	0.0	dE_r / dE_i
I-1	実測値 (mm)	0.0	7.54	3.91	7.88	4.89	10.82	14.1	37.0
	岩盤基質部変位 (mm)	0.0						0.38	

(6)新船津発電所

新船津発電所発電所は和歌山県日高郡中津村内の日高川右岸に位置する既設船津発電所（大正12年7月運転開始）が、経年による設備の老朽化が進み大幅な改造を必要するに至ったことから、その再開発を行ったもので、これにより設備のリフレッシュを図るとともに設備容量の拡充を行った。発電設備は、日高川本川に設けた既設取水ダムを現状のまま利用し、右岸に設けた取水口より最大 $35.00\text{m}^3/\text{S}$ を取水して発電所に直接導水し、有効落差 8.8m を得て最大 $2,500\text{kW}$ の発電を行った後、放水口を経て取水ダム直下流部の日高川へ放流するものである。工事は、平成4年1月に着工し、平成5年9月に運転を開始した。

発電所は半地下式で、急斜面斜面の直下に高さ約 17m 、幅約 11m の堅坑掘削により建設された。地質は、日高川層群と呼ばれる中生代の砂岩・頁岩互層が主体であり、砂岩・頁岩互層は全体的に亀裂や層理が発達しており、数 cm ～数 10 cm 程度の岩片に砕けやすくなっている。堅坑掘削部は頁岩または頁岩優勢の頁岩・砂岩互層より構成されており、部分的に砂岩または輝緑凝灰岩がブロック状に分布し、電中研式分類で C_H 級である。

法面及び地山の補強工の施工は、ロックアンカー、吹きつけコンクリート、および、ロックボルトをシステムチックに打設し行った。施工にあたっては、孔内傾斜計、地中変位計、荷重計等を用いた地山挙動の計測監視システムを構築するとともに、掘削法面管理基準を設定し、掘削にともなう地山挙動をリアルタイムに把握して、必要に応じ補強工を強化するフィードバックシステムを整えた。地質不良で局所的な崩壊が懸念される箇所及び計測・解析結果から地山の変状が憂慮された箇所については、主としてロックボルトの増打により対応した。

検討対象の計測は、図4-28に示すとおり、側壁で行われた岩盤変位計測（H-1）である。計測箇所の不連続面頻度、RQDは、掘削前に堅坑周辺で実施された4本のボーリングのコアより評価した。4本のボーリングコアの不連続面頻度は、それぞれ13.6本、11.4本、10.6本、9.3本であり、平均値は11.2本である。RQDは、それぞれ34.2、33.1、46.7、30.4であり、平均値は36.1である。掘削時の岩盤変位は、計測区間 20m の変位が 29.2mm である。（図4-29）

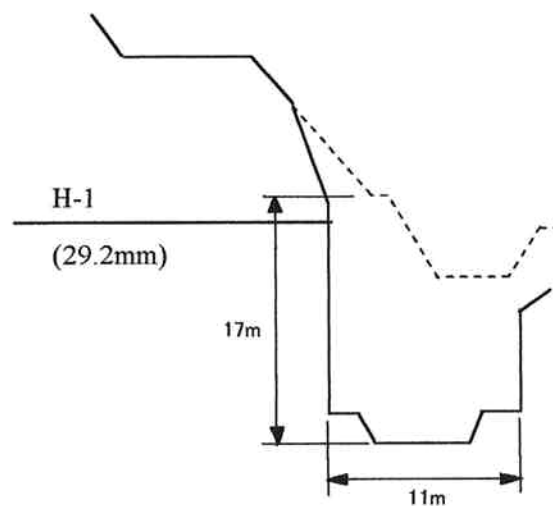


図 4—28 新船津発電所対象測線

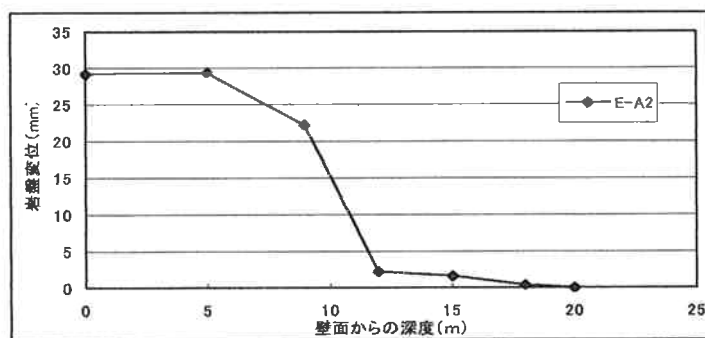


図 4—29 H-1 測線の計測変位

本地点の、静弾性係数は、頁岩の圧縮強度試験結果の平均値として評価した。表 4—19 に本地点の岩石の力学試験結果を示す。解析に用いた物性値を、表 4—20 に示す。初期応力は、自重解析によって求めた。

表 4—19 岩石力学試験結果（新船津発電所）

岩種	資料 No.	圧縮強度試験				引張試験	破壊形 態
		単位容積 質量 pt (g/cm ³)	圧縮強度 σ_c (kgf/cm ²)	静弾性係 数 $E_s \times 10^5$ (kgf/cm ²)	静ポア ソン比 ν_s	引張強度 σ_t (kgf/cm ²)	
頁 岩	1	2.662	579.2	5.44	—	—	
	2	2.666	—	—	—	58.1	
	3	2.669	605.2	5.12	—	—	
	4	2.677	—	—	—	51.9	
	5	2.665	281.6	2.83	0.311	—	節理沿い
	6	2.655	583.6	3.15	—	—	
	7	2.666	—	—	—	61.8	
	8	2.674	—	—	—	73.3	
	9	2.665	875.5	4.28	0.214	—	

表 4 - 20 解析物性値（新船津発電所）

弾性係数	40800MPa
ポアソン比	0.26

解析モデルを図 4 - 30、図 4 - 31 に示す。等方連続体モデルでは、三角形定ひずみ要素を用いた。

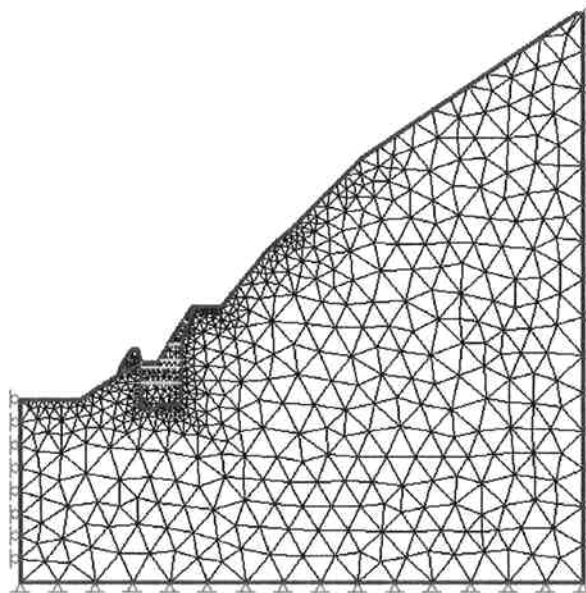


図 4 - 30 解析メッシュ図（新船津発電所）

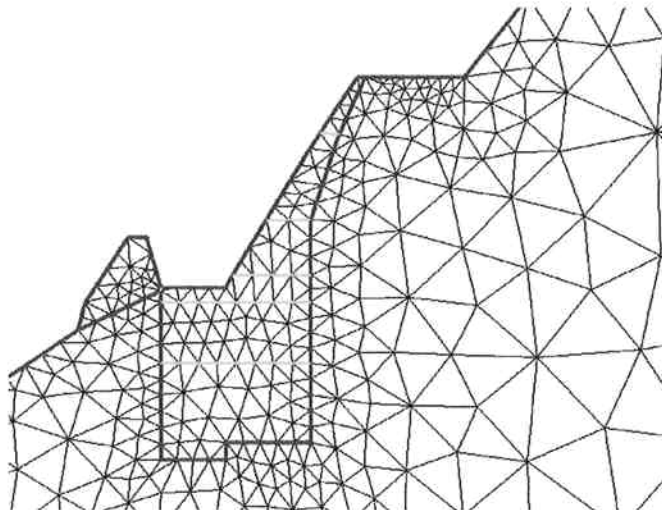


図 4 - 31 縦坑周辺メッシュ図（新船津発電所）

岩盤基質部の弾性変形と原位置での計測結果、実測変位 dE_r と岩盤基質部の変位 dE_i との比率を表 4—21 に示す。

表 4—21 実測値と解析値の比較（新船津発電所）

	深度 (m)	20.0	18.0	15.0	12.0	9.0	5.0	0.0	dE_r / dE_i
H-1	実測値 (mm)	0.0	0.42	1.60	2.23	22.15	29.39	29.17	33.0
	岩盤基質部変位 (mm)	0.0	0.09	0.24	0.42	0.62	0.82	0.87	

(7) 新高津尾発電所

本地点は和歌山県日高郡中津村内の日高川右岸に位置する深さ約 25m、幅約 18m の半地下式の発電所である。発電所の施工は、堅坑のベンチ掘削により実施されている。地質は、発電所付近の地盤構成は、盛土、段丘堆積物、砂岩、頁岩、砂岩頁岩互層である。砂岩優勢層には頁岩が狭在し、頁岩優勢層には 5～10 cm 幅程度の砂岩がブロック状に引きちぎられて存在する。砂岩頁岩互層は砂岩と頁岩の層厚が 1m 以下程度で交互に狭在している。

検討対象の計測は、図 4—31 に示すとおり、側壁で行われた岩盤変位計測 (T-1) である。計測箇所の不連続面頻度、RQD は、掘削前に堅坑周辺で実施された 3 本のボーリングのコアより評価した。3 本のボーリングコアの不連続面頻度は、それぞれ 9.2 本、8.4 本、7.5 本であり、平均値は 8.4 本である。RQD は、それぞれ 25、32、46 であり、平均値は 34 本である。掘削時の岩盤変位は、図 4—32 に示すとおり、計測区間 19m の変位が 12.1mm である。

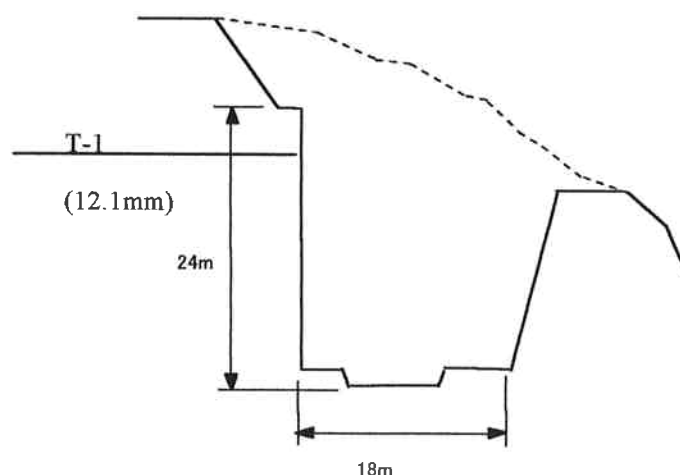


図 4—31 新高津尾発電所対象測線

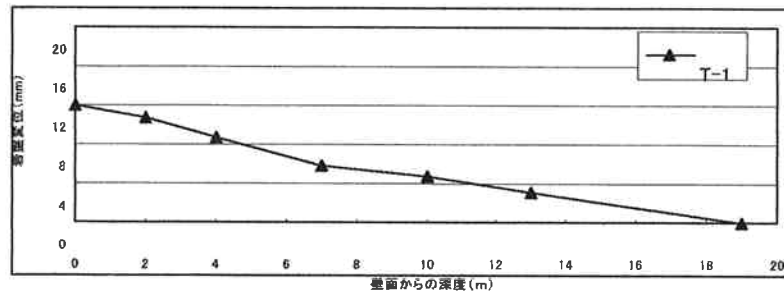


図 4-32 T-1 測線の計測変位

解析に用いた物性は、表 4-22 に示す事前調査における頁岩の岩石試験結果の値を用いた。初期応力は、自重解析により評価した。

表 4-22 岩石試験結果（新高津尾発電所）

岩種	単位容積質量 pt(g/cm ³)	一軸圧縮強度 σ_c (Mpa)	静弾性係数 $E_s \times 10^4$ (Mpa)	静ポアソン比 ν
頁岩	2.642	19.6	1.94	0.28

解析モデルを図 4-33、図 4-34 に示す。等方連続体モデルでは、8 節点アイソパラメトリック要素を用いた。

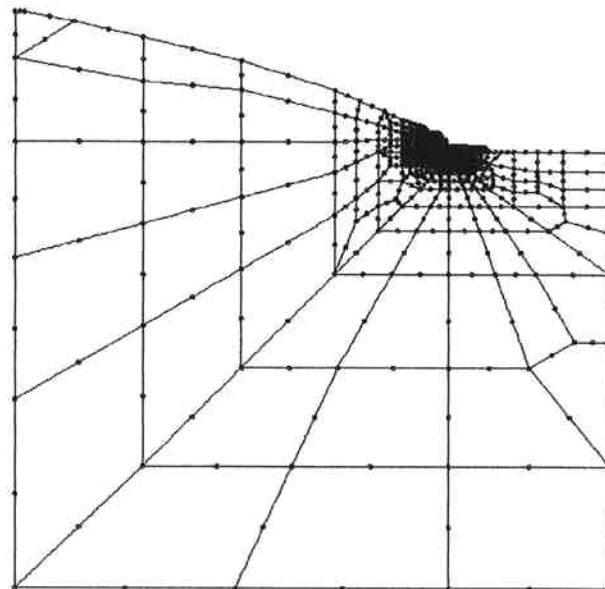


図 4-33 解析メッシュ図（新高津尾発電所）

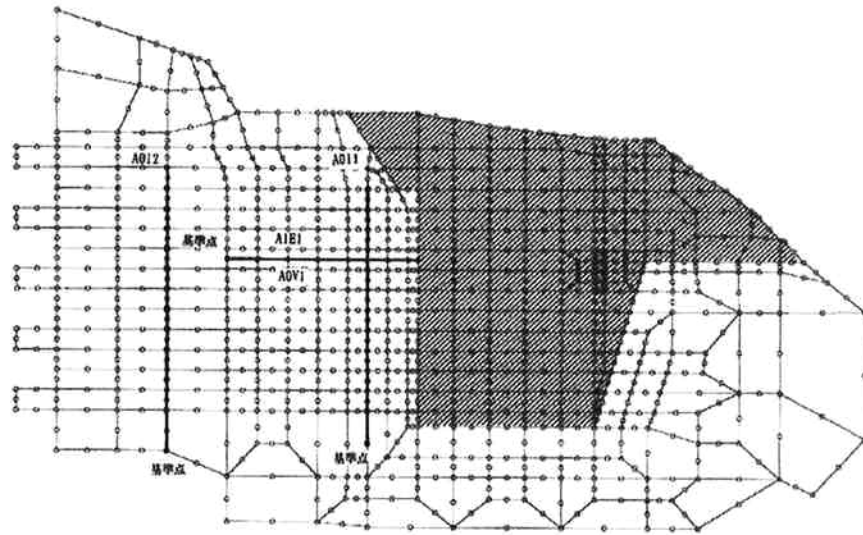


図 4-34 竖坑周辺メッシュ図（新高津尾発電所）

岩盤基質部の弾性変形、原位置での計測結果、および、実測変位 dE_r と岩盤基質部の変位 dE_i との比率を表 4-23 に示す。

表 4-23 実測値と解析値の比較（新高津尾発電所）

	深度 (m)	19.0	13.0	10.0	7.0	4.0	2.0	0.0	dE_r / dE_i
T-1	実測値 (mm)	0.0	3.18	4.75	5.77	8.65	10.71	12.05	32.0
	岩盤基質部変位 (mm)	0.0	0.13	0.19	0.23	0.26	0.29	0.37	

4. 3. 3 不連続面特性と変形特性の相関

表 4—24 に各地点における変位計測データの逆解析により求めた変形係数、ボーリングコアより評価した亀裂頻度、RQD を示す。

表 4—24 逆解析による変形係数

地点名	計測	岩種	コア弾性係数 E (Mpa)	岩盤変形係数 D (Mpa)	RQD	不連続面頻度 (本/m)	D/E
奥多々良木発電所	OZ-1	流紋岩	55000	7100	56.5	7	0.13
(増設)	OZ-2	流紋岩	55000	4400	62.2	6.3	0.08
大河内発電所	OK-1	ひん岩	76000	4000	78.9	6.7	0.05
	OK-2	ひん岩	76000	16900	73	4.2	0.22
	OK-3	ひん岩	76000	1900	33	11.9	0.02
	OK-4	ひん岩	76000	15500	76.9	4.3	0.2
喜撰山発電所	K-1	粘板岩	90000	1700	26.9	12.8	0.02
奥多々良木発電所	O-1	流紋岩	38300	4100	72.1	5.3	0.11
(既設)	O-2	流紋岩	38300	3600	72.1	5.3	0.1
伊奈川第2発電所	I-1	花崗岩	57300	3000	36	12.4	0.05
新船津発電所	H-1	頁岩	41640	1260	36.1	11.2	0.03
新高津尾発電所	T-1	頁岩	19800	660	34	8.4	0.03

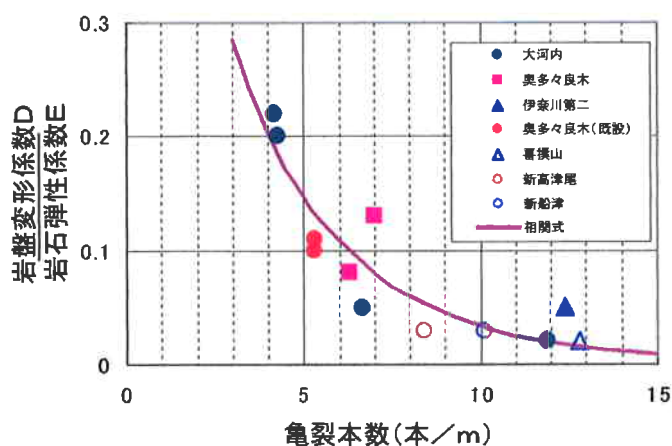


図 4—35 不連続面頻度と岩盤変形性の相関

図 4—35 は、逆解析で評価した変形係数 D を実質部の弾性係数 E で基準化した D/E と亀裂頻度 N の関係を示す。図より、N と D/E の間に相関性が認められ、亀裂頻度の増加に伴い変形性が増大する傾向が認められる。N と D/E の関係は、一次関数よりも指数

関数の方が相関性が高く、N=0 の場合 D/E=1 となる条件の基で求めた相関式は以下の通りである。

$$\frac{D}{E} = \exp(-0.506N^{0.826}) \quad (1)$$

式(5)は、岩盤の変形性は亀裂の頻度に比例して増大するのではなく、亀裂頻度の増加に伴い加速的に増大することを示す。この理由として、地下空洞掘削時のボアホールテレビ観察に見られるような以下の亀裂進展特性によるものと考えられる¹⁾²⁾³⁾。

- ①不連続面による岩盤変位は、既存不連続面の開口幅の増大や滑りによる変位のみでなく、新規不連続面に起因する変位によるところが大きい。
- ②不連続面が多く存在する領域では、新規不連続面の発生が多く、新規発生した不連続面による岩盤変位が大きい。

図4—36は、RQDとD/Eの関係を示す。概略には、RQDとD/Eの間に相関性が認められ、RQDの増加に伴いD/Eが増大する特性が認めれる。RQD=100の場合D/E=1となる条件の基で求めた相関式は以下の通りである。

$$\frac{D}{E} = \exp[0.386(100 - RQD)^{0.507}] \quad (2)$$

式(6)は、RQDが比較的小さい場合は、相関が高いが、RQDがある程度大きい場合は、比較的大きなばらつきがあり、今回のデータに限れば、RQDとD/Eと相関は、NとD/Eの相関よりやや低いと言える。

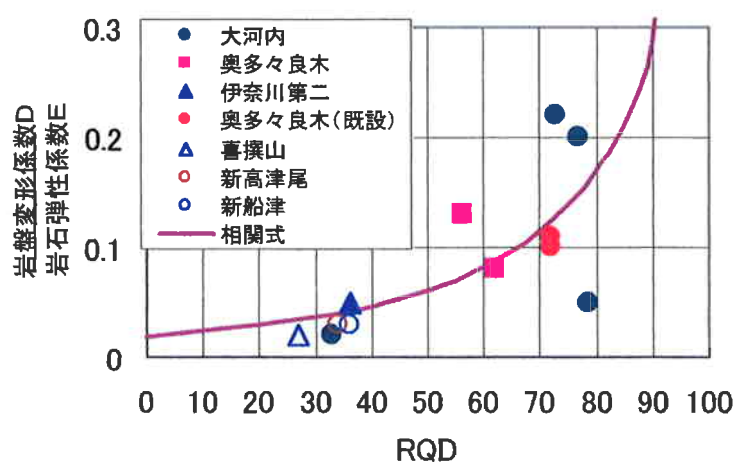


図4—36 RQDと岩盤の変形性の相関

4. 3. 4 原位置試験結果との比較

逆解析により評価した岩盤変形係数Dと調査時に行われた平板載荷試験より評価した変形係数Deの比較を表4-25に示す。

表4-25 原位置試験による岩盤変形試験との比較

地点名	逆解析による係数D(MPa) (1mあたり不連続面頻度)	原位置試験による岩盤変 形係数De (MPa)	D/De
奥多々良木発電所	7100 (7.0)	14000	0.51
(増設)	4400 (6.3)	14000	0.31
大河内発電所	4000 (6.7)	14000	0.29
	16900 (4.2)	14000	1.20
	1900 (11.9)	14000	0.14
	15500 (4.3)	14000	1.11
喜撰山発電所	1700 (12.8)	4600	0.37
奥多々良木発電所	4100 (5.3)	6800	0.60
(既設)	3600 (5.3)	6800	0.53
伊奈川第2発電所	3000 (12.4)	12900	0.23

表が示すとおり、今回検討した箇所においては、平板載荷試験で評価した変形係数の方が、大きな値である箇所が多い。図4-37は、各検討箇所における不連続面頻度とD/Deの関係を示したものである。不連続面頻度が大きな箇所でD/Deが小さく、平板載荷試験の方がより大きな変形係数となる傾向にある。例えば、不連続面頻度が10本を越えると2.5～7倍程度過大評価となっている。

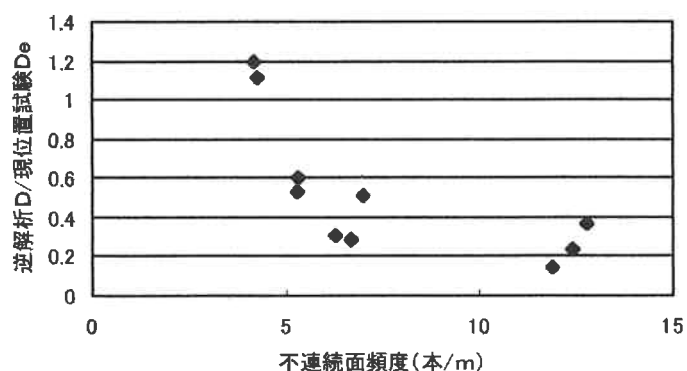


図4-37 原位置試験値との比較

これらの理由として以下のことが考えられる。

- ①平板載荷試験では、応力の載荷過程の変形係数を評価しているのに対して、地下空洞など掘削に伴う応力変化は、応力開放に伴う応力比の変化が支配的である。
- ②実構造物の掘削時には、不連続面の滑りや開口により大きな変位が発生するが、このような挙動を原位置試験ではうまく評価できない³⁾。

4. 4 第4章のまとめ

本章では、奥多々良木増設発電所と大河内発電所の空洞掘削時の計測データを比較することにより、初期の不連続面頻度が亀裂進展特性や変位特性に与える影響を考察するとともに、他地点の地下空洞や堅坑掘削時の変位計測結果と併せて、応力開放時における岩盤変形係数と不連続面頻度の相関性について考察を行った。得られた結果は以下のとおりである。

- ①奥多々良木増設発電所と大河内発電所の空洞掘削時の岩盤実質部の変形量は同程度であったが、初期の不連続面頻度の違いにより亀裂進展特性が大きく異なり、その結果、岩盤変形量に4倍程度の違いが生じた。
- ②地下空洞や堅坑など、建設時に応力開放となる他地点の変位計測データも併せて逆解析を行った。得られた岩盤変形係数は、ボーリングコアの不連続面頻度との相関性が高く、不連続面の指数関数として表すことができる。
- ③逆解析で得られた岩盤変形係数と、調査時に行われた平板載荷試験による岩盤変形係数は比較した。その結果、不連続面頻度が高くなるに従って、平板載荷試験による岩盤変形係数は過大評価となり、不連続面頻度が10本を越えると2.5～7倍程度過大評価となっていることが分かった。

参考文献

- 1) 森聡, 吉田次男, 平川芳明: 不連続面特性の異なる大規模地下空洞の岩盤挙動について, 第30回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, pp88-92, 2000.
- 2) 吉田次男, 平川芳明, 森聡: 奥多々良木発電所地下空洞掘削時の計測結果と考察, 電力土木 No. 283, pp35-39, 1999.
- 3) 吉田次男, 大西有三, 西山哲, 平川芳明, 森聡: 現場計測に基づく不連続性岩盤の変形特性の検討, 第33回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, 2004, 127-132.

第5章 損傷領域の損傷進展特性の考察

5. 1 はじめに

地下空洞やトンネル掘削時の周辺岩盤の応力変化特性は、領域ごとに異なる。壁面のごく近傍においては、図5-1のA領域に示すとおり、地下空洞やトンネルに対して周方向、法線方向の応力がともに減少する領域（周方向応力開放領域）が存在する。逆に、B領域に示すとおり、掘削時に法線方向の応力が減少する一方、周方向の応力が増加する領域（周方向応力増加領域）が存在する。上記2領域の境界線（周方向応力開放領域境界線）では、掘削時に周方向の応力がほとんど変化しない。

第3章において、大河内発電所や奥多々良木発電所の地下空洞掘削時に、周方向応力開放領域におけるゆるみ領域の形成と併行して、周方向応力増加領域で損傷領域が形成されることが分かった。周方向応力増加領域では、図5-2に示すとおり、地下空洞やトンネル掘削時の応力変化によってアーチアクション領域が形成され、岩盤自体が地下空洞やトンネル安定化するメカニズムがはたらく。そのため、この領域での損傷は、地下空洞やトンネルの安定性に大きな影響を与える。図5-3は、奥多々良木増設発電所における非線形解析の主応力図である。地下空洞の周辺では、応力の円周方向への一軸化が見られる。

そこで、本章では、損傷領域の損傷進展特性や破壊特性について考察を行う。大河内発電所や奥多々良木発電所において、初期の不連続面特性と損傷領域における損傷の進行特性の関係について考察するとともに、損傷領域に対する支保の役割や解析による損傷領域の表現方法などについて考察を行う。

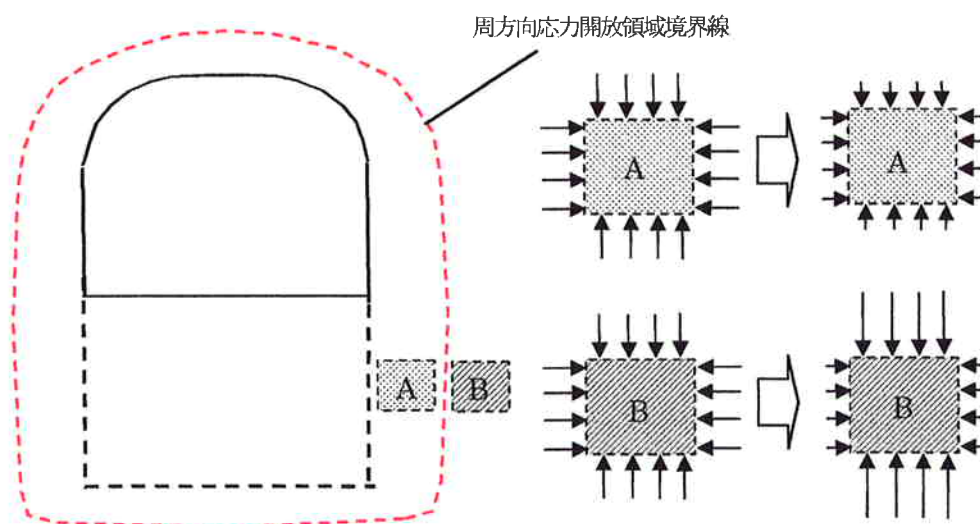


図5-1 地下空洞掘削時における応力変化

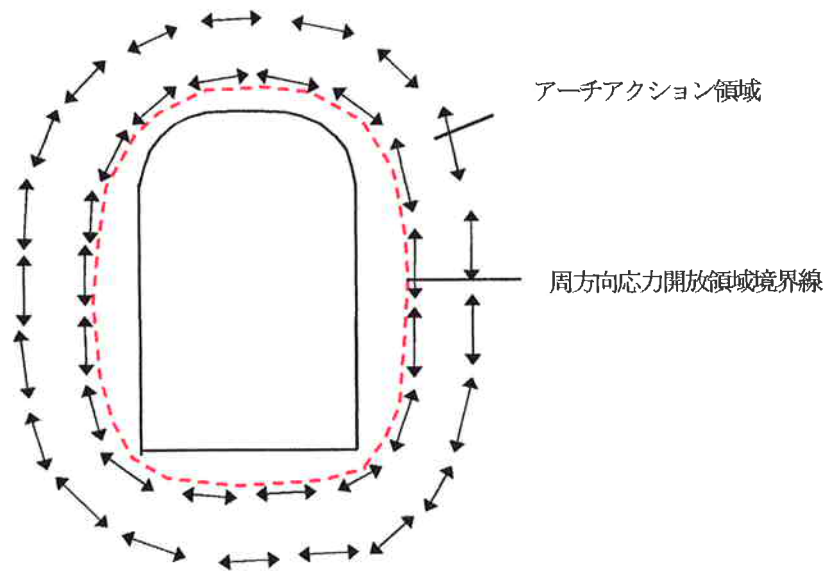


図5-2 アーチアクション領域

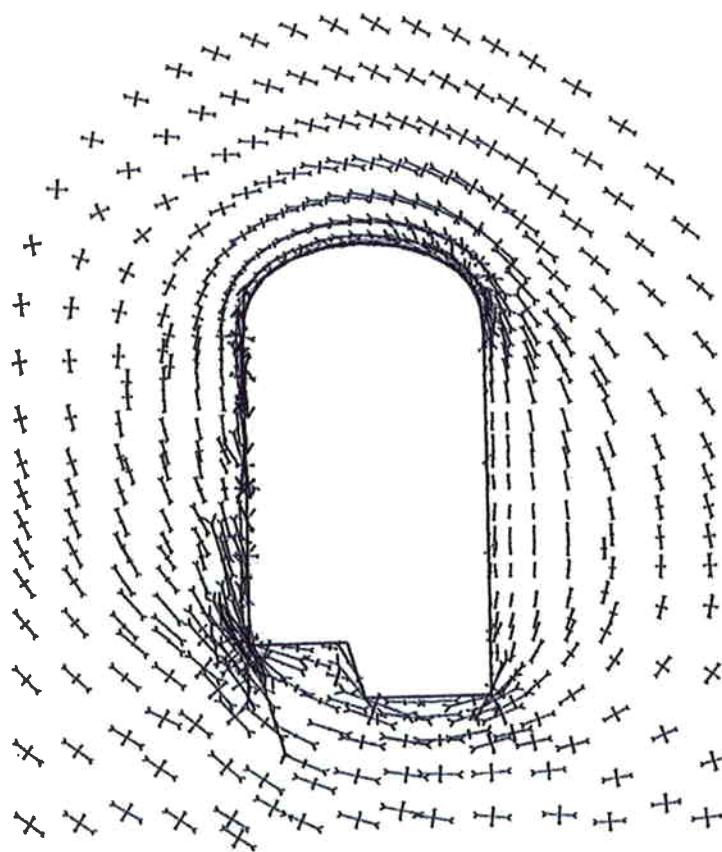


図5-3 奥多々良木増設発電所主応力図

5. 2 大河内発電所と奥多々良木増設発電所における損傷進展特性の比較

大河内発電所と奥多々良木増設発電所の地下空洞掘削時の損傷領域の損傷度を比較すると、大河内発電所の場合は、損傷領域のひずみが限界ひずみを超え、追加支保工が必要となった。一方、奥多々良木増設発電所の場合は、損傷領域のひずみが 0.1%以下であり、地下空洞の安定上問題とならなかった。

図5-4～5に大河内発電所における初期状態と掘削に変化した亀裂頻度を示す。損傷領域は壁面から4～12m（先行トンネルから9～16m）である。損傷領域における初期状態の亀裂頻度は1mあたり9.8本である。掘削時に変化した亀裂は1mあたり7.6本である。

図5-6～7に奥多々良木増設発電所における初期状態と掘削に変化した亀裂頻度を示す。損傷領域は壁面から5.4～8.4m（先行トンネルから14～17m）である。損傷領域における初期状態の亀裂頻度は1mあたり4本であり、大河内発電所の42%である。これに応じて、掘削時に変化した亀裂は、1mあたり2.3本であり、大河内発電所の33%と低い。また、壁面から9.4～12.4mの領域（先行トンネルから10～13m）においては、初期状態で特に亀裂頻度が低い。このため、損傷領域が岩盤深部に進展しなかったため、大河内発電所と比べて損傷領域の範囲が狭くなった要因の1つであると考えられる。

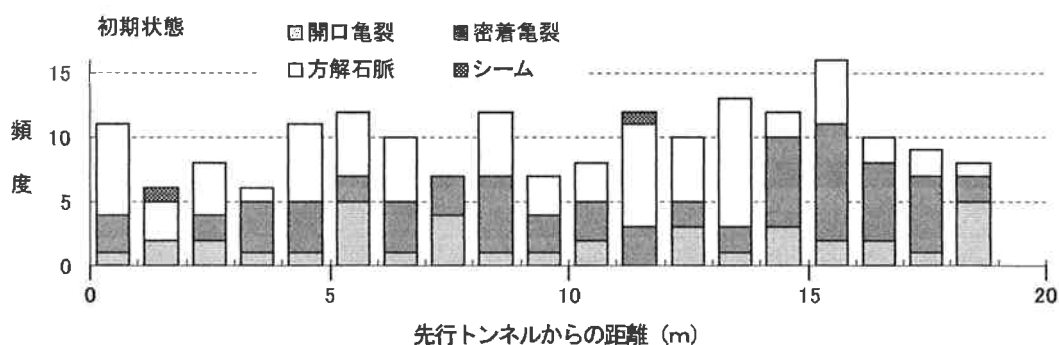


図5-4 大河内発電所における初期状態の亀裂頻度分布

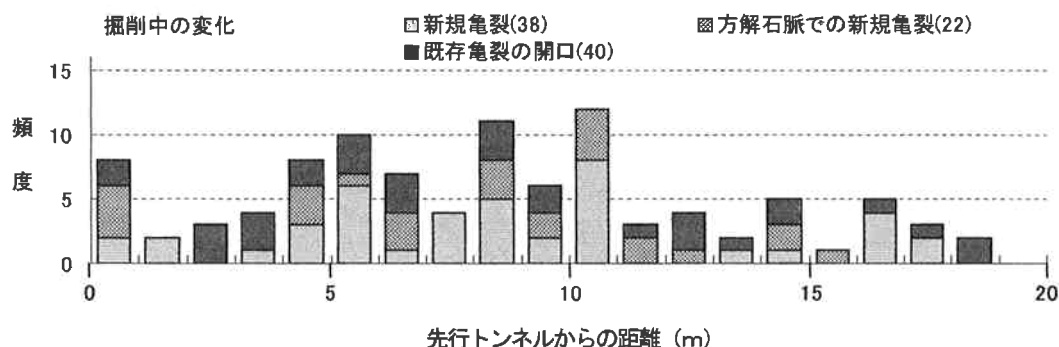


図5-5 大河内発電所における掘削時に変化した亀裂の頻度分布

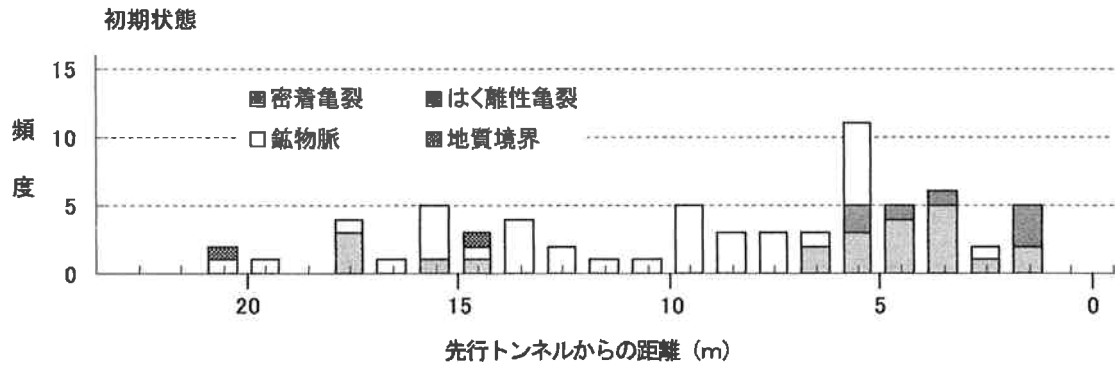


図5-6 奥多々良木増設発電所における初期状態の亀裂頻度分布

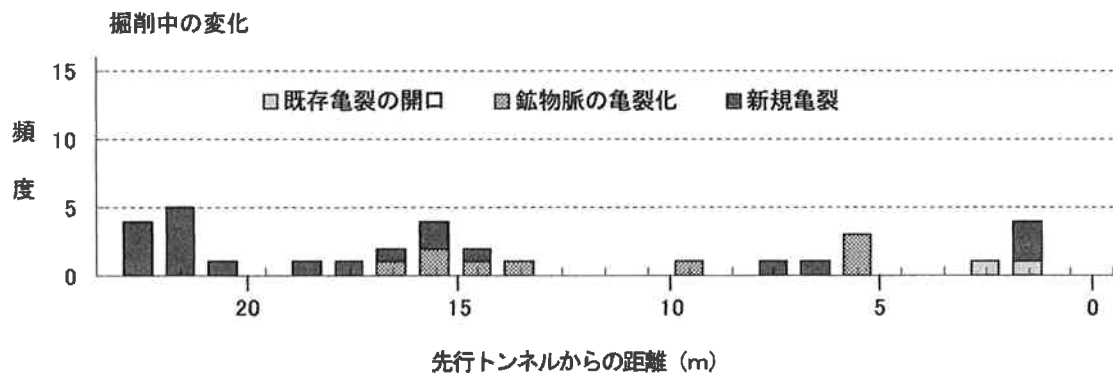


図5-7 奥多々良木増設発電所における掘削時に変化した亀裂の頻度分布

第3章で述べたとおり、大河内発電所と奥多々良木増設発電所の比較により、損傷領域において初期の亀裂頻度が高い場合、掘削時の損傷が顕著となり、空洞の不安定性をもたらすことが分かった。このため、事前に亀裂進展特性を評価し、空洞掘削時の損傷進展特性を評価することが重要である。

5. 3 損傷領域の破壊特性に関する考察

地下空洞やトンネル掘削のアーチアクション形成に伴い、岩盤が損傷を受け、損傷が顕著になると地下空洞やトンネルの安定性に影響を与えることが分かった。揚水発電所の地下空洞の場合、トンネルと比べて大断面であるとともに、高さが高い。そこで、断面形状による損傷特性や損傷による破壊特性について考察を行う。

図5－8は円形トンネルと弾頭型地下空洞で、掘削時に生じると考えられる損傷領域を比較したものである。円形トンネルの場合、損傷領域もほぼ円形になる。そのため、損傷領域で破壊が発生した場合でも、直線の場合と比べて滑りが生じ難いと考えられる。

一方、地下空洞の場合は、図中Aで示すとおり、側壁岩盤内に直線的に長い損傷領域が形成される。この場合、破壊による滑りが生じ易い。揚水発電所の地下空洞の場合、断面が大きいと、大きな損傷を受けやすく、大河内発電所で確認されたように、亀裂頻度が高い場合は破壊に対する検討が必要である。

また、図中Bのインバート隅角部やCのアーチ肩部では、応力集中が生じやすいため、破壊しやすい。図5－9は、奥多々良木増設発電所における地下空洞掘削時の地中変位計による変位計測結果である。図中の点線で示すとおり、鉄管路側インバート隅角部近傍から側壁にかけて滑りが生じたと考えられる。図5－10は、地下空洞掘削時の周辺岩盤の主応力図である。インバート隅角部に応力が集中し、推定滑り線と最大最応力の方向がほぼ整合する。このため、推定滑り線の近傍は、アーチアクション形成に伴う応力再配分とインバート隅角部の応力集中によって、岩盤の損傷が進展したものと考えられる。

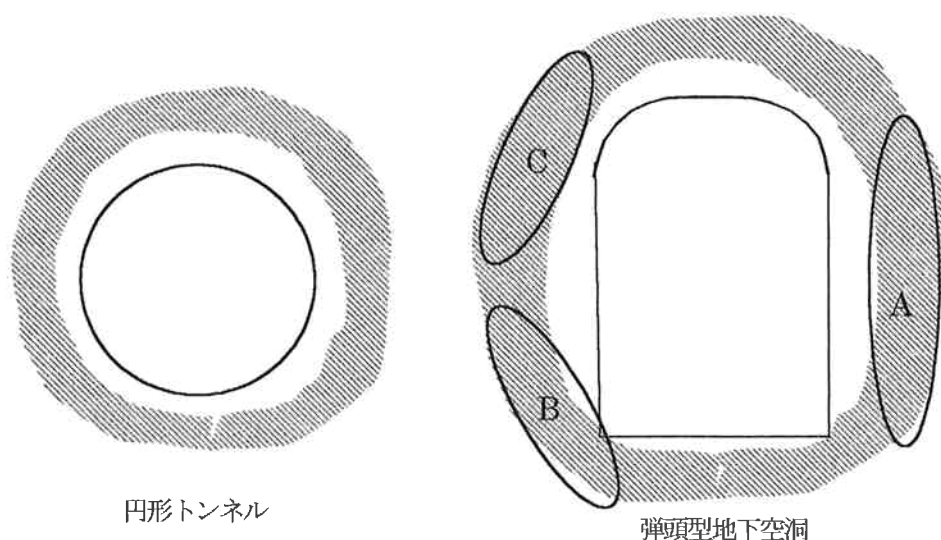


図5－8 トンネルと地下空洞の損傷領域の比較

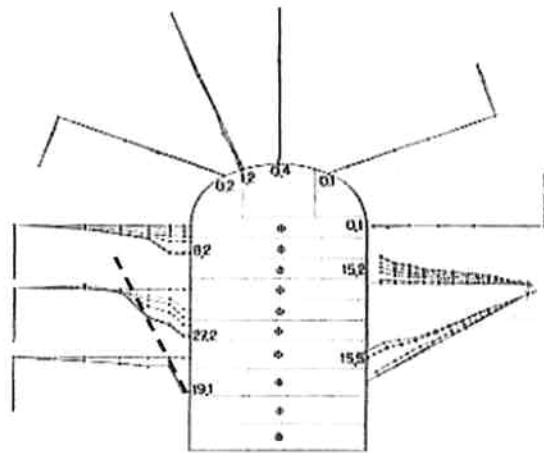


図5-9 奥多々良木増設発電所の地中変位計測結果

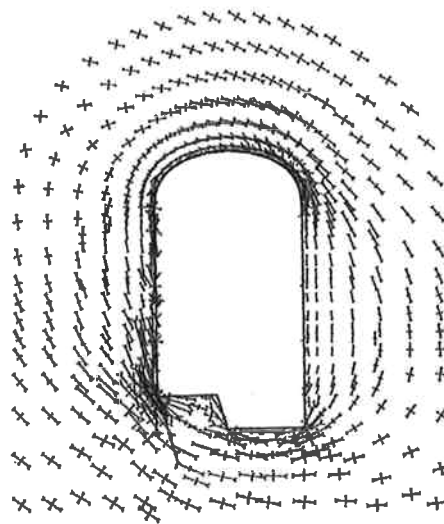


図5-10 奥多々良木増設発電所主応力図

地下空洞の場合、空洞高さが高いため盤下げ掘削が行われる。この際、図5-11 に示すとおり、壁面近傍（ゆるみ領域）においては、アーチアクション形成に伴う損傷が生じた後、応力開放による損傷を受ける。そのため、損傷領域が破壊に至った場合、図5-12 に示すとおり、損傷領域とゆるみ領域で破壊線の連結が生じやすいと考えられる。

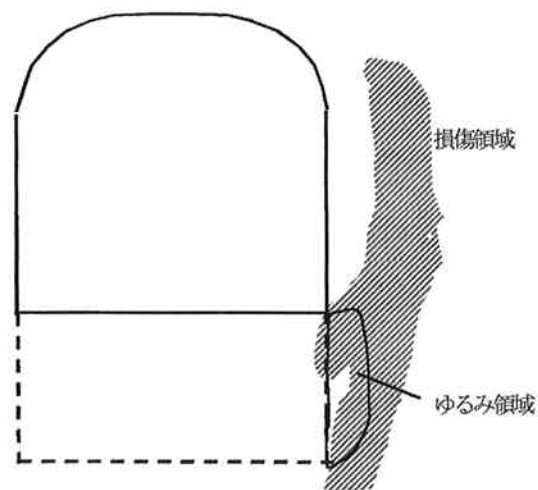


図5-11 盤下げ掘削時の岩盤損傷

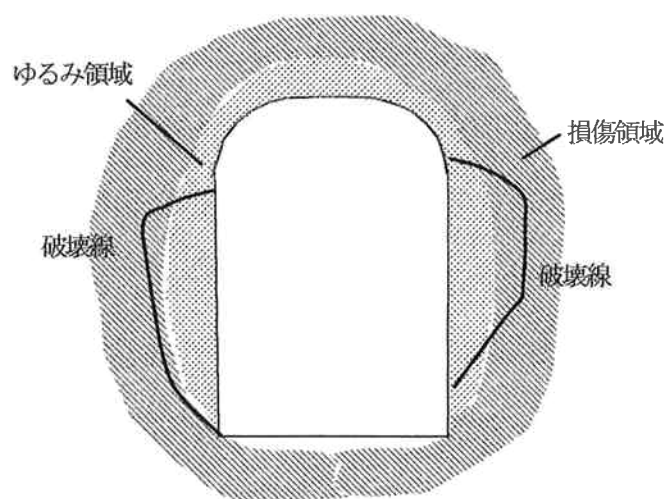


図5-12 地下空洞周辺岩盤の損傷に伴う破壊

3章で考察したとおり、大河内発電所地下空洞の側壁岩盤において、8リフトから10リフトにおいて、亀裂開口ひずみが限界ひずみを越えたが、限界ひずみを越えた領域において、4リフトから7リフトで変化した亀裂の本数およびAEの発生が顕著であった。そのため、顕著な亀裂の変化やAEの発生は、損傷領域で破壊が発生する前の兆候であることが示唆される。

5. 3 NATM 工法に対する考察

岩盤内にトンネルや地下空洞を掘削した際には、岩盤内にアーチアクションが形成され、岩盤自体がトンネルや地下空洞の安定性を高めるメカニズムが生じる。このアーチアクションをうまく形成させることで、支保工の効果的な設計を行う手法が NATM 工法である。近年、揚水発電所の地下空洞やトンネルなどは、NATM 工法で行われることが多い。そこで、大河内発電所や奥多々良木発電所の地下空洞掘削時に確認された損傷領域の存在を踏まえて、NATM 工法について考察を行う。

NATM 工法の特徴は以下のとおりである。

トンネルはできる限り地山でもたせるという理念に基づき、吹付けコンクリートやロックボルトによりリング構造を形成し、地山はゆるめず、最大強度発揮時のひずみまでに変形をとどめるといふものであり、主な原理は以下のとおりである。

- ① トンネルは、周囲岩盤に支持させる。
- ② 吹付けコンクリートによりゆるみを防止し、岩盤強度をできるだけ損なわないようにしなければならない。
- ③ ゆるみが生じると、岩塊どうしの摩擦力が発揮できなくなり、地山強度は低下する。このため、ゆるみは極力避けなければならない。
- ④ 岩盤は三軸状態で安定ため、除荷に伴う一軸応力状態や二軸状態は避けなければならない。
- ⑤ ゆるみを防止し、変形を抑えることで、安全性も経済性も高まる。

これらの原理などから解釈すると、NATM 工法は、図 5-13 応力開放により生じるゆるみを吹付けコンクリートなどの支保で防止し、ゆるみ領域内の岩盤と支保工の複合体が最大強度発揮時のひずみまでに変形をとどめるといふものである。しかし、トンネルや地下空洞を支持するのは、アーチアクション領域であり、ゆるみ領域ではない。ゆるみ領域が、図 5-14 に示すとおり、壁面から連続的にアーチアクション領域に進展するなら、ゆるみ領域を適切に支保することで地山強度を最大限に発揮できる。

しかし、大河内発電所や奥多々良木発電所の地下空洞掘削時の岩盤挙動から、図 5-15 に示すとおり、応力開放に伴うゆるみと、アーチアクション形成に伴う周方向応力の増加による損傷が併行して生じることが分かった。そのため、ゆるみの進展を防止するのみでは、アーチアクション領域の損傷をうまく防止することはできない。トンネルや地下空洞の安定性を保つためには、図 5-16 に示すとおり、アーチアクション領域内の損傷を、支保工により直接押さえアーチアクションを最大限に発揮させることが重要である。それと併行して、ゆるみ領域の損傷を押さえゆるみの進展を抑制するとともに、ゆるみ領域や損傷領域の落盤を防止することが重要である。

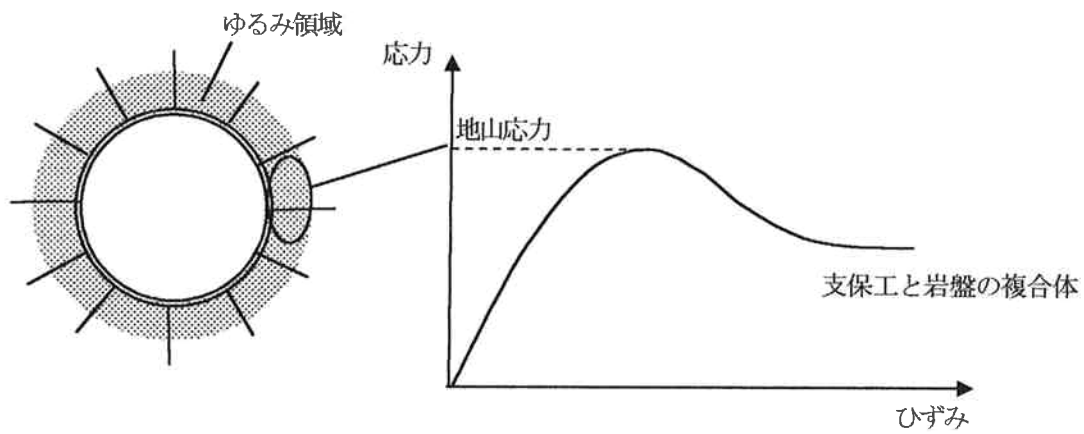


図 5-13 NATM 工法における支保工の役割

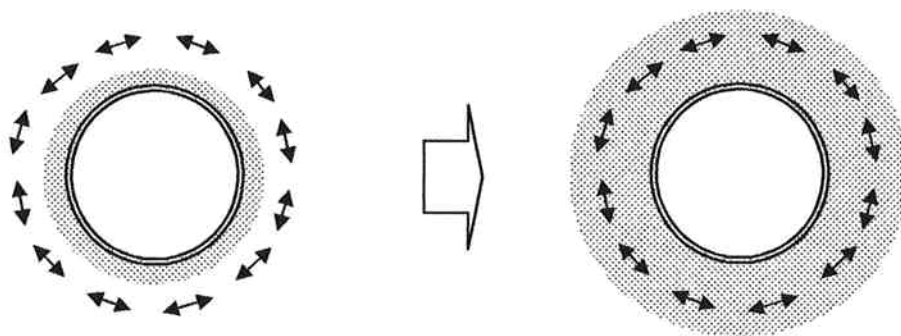


図 5-14 ゆるみ領域の進展

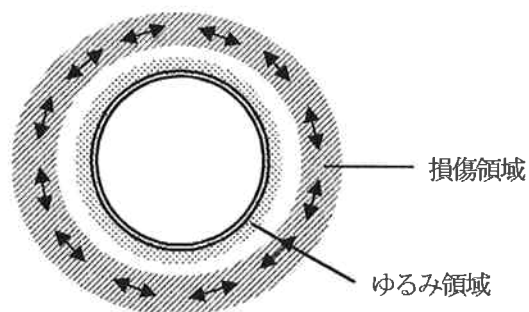


図 5-15 ゆるみ領域と損傷領域

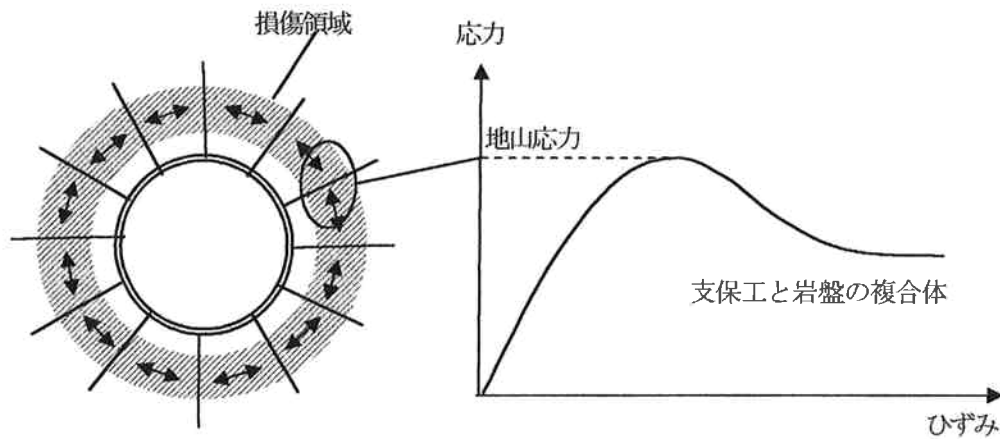


図 5-16 損傷領域における支保工の役割

地下空洞掘削時において、異なる要因により、ゆるみ領域と併行して損傷領域が形成されることが確認された。このことを考慮して、支保工の役割を考察する。図 7-17 に示すとおり、断面が揚水発電所の地下空洞と比べてかなり小さい地下空洞の場合、NATM 工法によりロックボルトと吹付けコンクリートで支保を行った場合について考察する。この場合、損傷領域が地下空洞壁面に比較的浅い領域に形成されるため、ロックボルトが損傷領域の損傷進展抑制および滑り・落下防止の役割を果たす。さらに、ゆるみ領域に対して、ゆるみの進展や落下を防止する役割を果たす。吹付けコンクリートの役割は、ゆるみ領域に対してゆるみの進展や落下の防止である。この際、ゆるみ領域と損傷領域は形成される要因が異なるため、壁面近傍のゆるみを防止するのみでは、損傷領域の損傷を防止することができない。

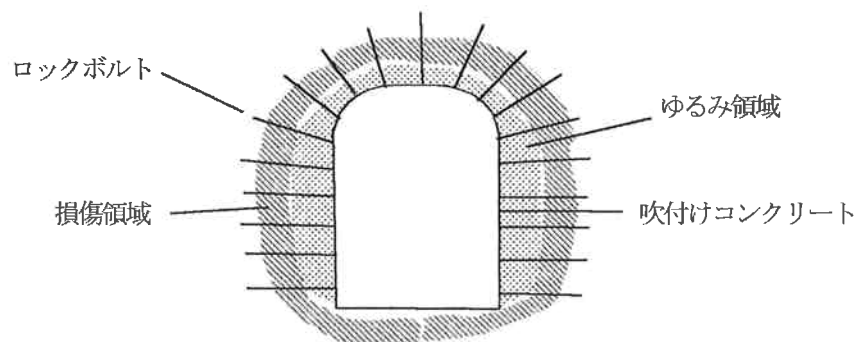


図 5-17 小断面地下空洞における支保工

図5-18は、大断面地下空洞の場合である。この場合、損傷領域が壁面から深い領域まで進展するとともに、破壊を推進する応力が大きいため、損傷領域に対する支保工としてPS工が必要である。そのため、PS工の役割は、損傷領域の損傷領域の損傷進展抑制および滑り・落下防止である。また、ゆるみ領域に対しても、ゆるみの進展や落下を防止する役割を果たす。ロックボルトと吹付けコンクリートは、ゆるみ領域に対して、ゆるみの進展と落下防止の役割を果たす。

損傷領域に対する支保はPS工である。この場合、損傷領域の損傷度が低い箇所ではPS工の設置密度が低くても、地下空洞の安定性は保たれる。逆に、損傷度が高い箇所ではPS工の設置密度を高める必要がある。PS工の長さは、損傷領域奥の健全部に定着可能な長さが必要である。

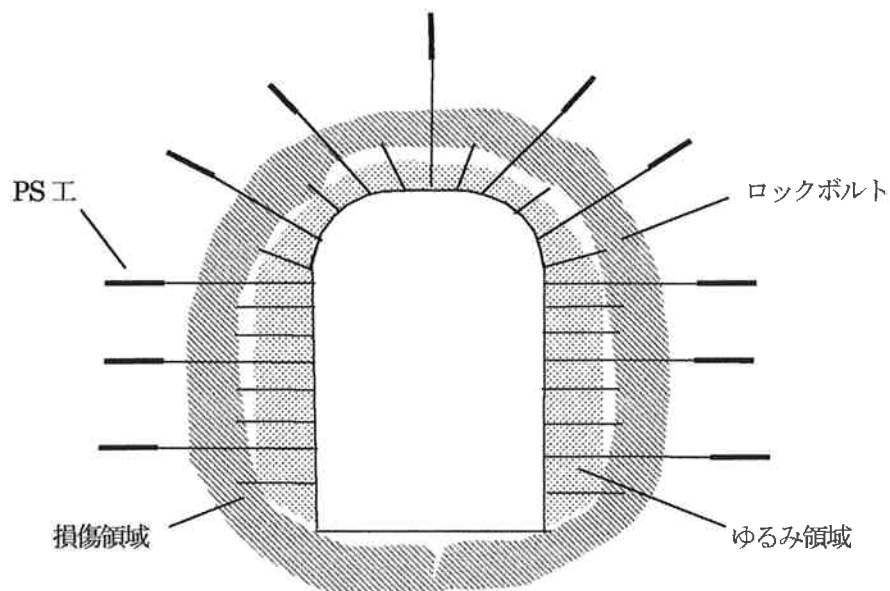


図5-18 大断面地下空洞の支保工

5. 4 解析による損傷領域評価に対する考察

図5-19～21は、それぞれ大河内発電所発電所地下空洞の3リフト、7リフト、9リフト掘削後の計測結果を基にしてなされた逆解析結果である。大河内発電所発電所においては、第3章で述べたとおり、側壁から4mから12mの範囲で損傷領域が確認された。しかし、逆解析においては、損傷領域が表現されていない。この理由として、第2章の現場計測でみられるように、実岩盤は不連続面の影響により、不均質な応力分布をなしている。そのため、岩盤を連続体とみなした解析の場合より、実岩盤では応力の集中した箇所、損傷が進展すると考えられる。

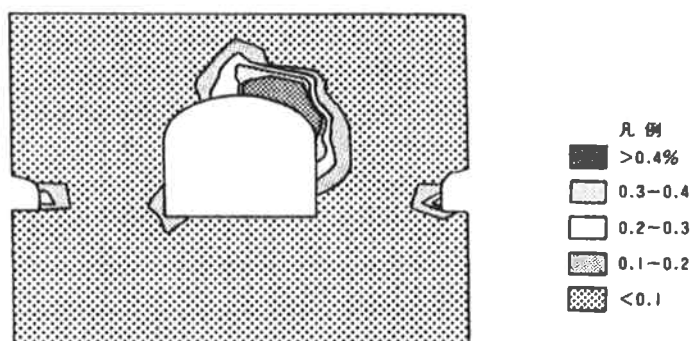


図5-19 リフト3掘削後の逆解析結果（大河内発電所）

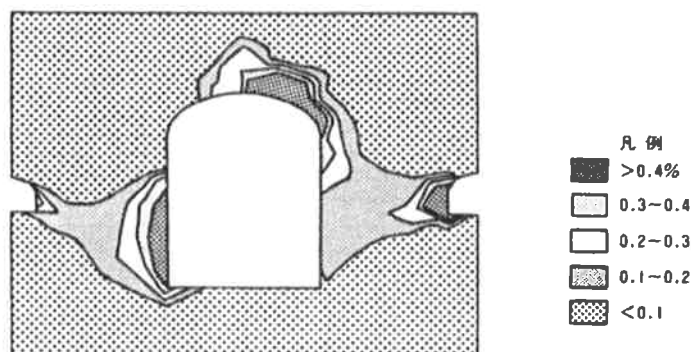


図5-20 リフト7掘削後の逆解析結果（大河内発電所）

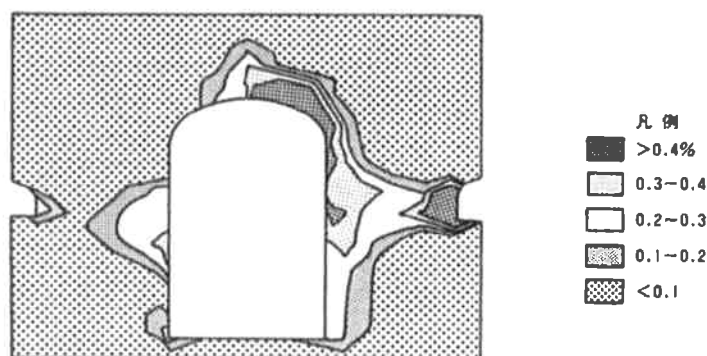


図5-21 リフト9掘削後の逆解析結果（大河内発電所）

図5-21は、大河内発電所の地下空洞側壁岩盤において、7リフト掘削後において計測された鉛直ひずみと弾性解析による鉛直ひずみを比較したものである。解析値と比較して、実岩盤内においては、応力の集中化が生じている。図5-22に示す掘削中に变化した亀裂の分布と鉛直ひずみの関係を見ると、鉛直ひずみが大きい領域で亀裂の変化が大きいことから、損傷領域における損傷は、岩盤内の応力中により促進されるといえる。図5-23、24はそれぞれ奥多々良木増設発電所の地下空洞側壁岩盤において計測された鉛直ひずみと掘削中に变化した亀裂の分布を示したものである。大河地発電所と同様に、鉛直ひずみが大きい領域で亀裂の変化が大きいことから、損傷領域における損傷は、岩盤内の応力集中により促進されるといえる。

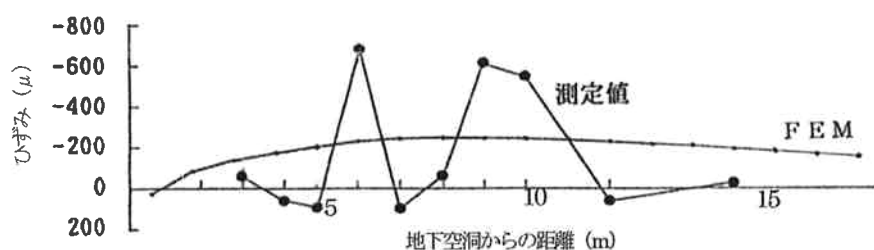


図5-21 現場計測と解析による鉛直ひずみの比較（大河内発電所）

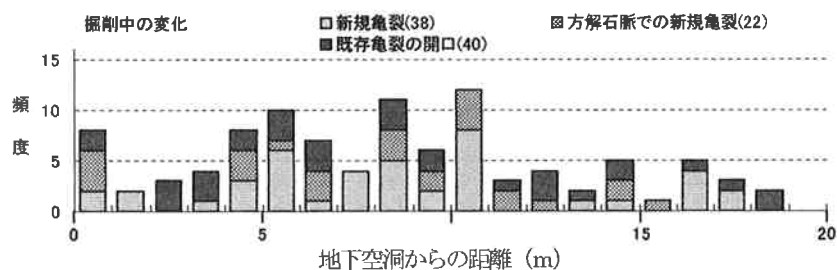


図5-22 掘削時に变化した亀裂の頻度分布（大河内発電所）

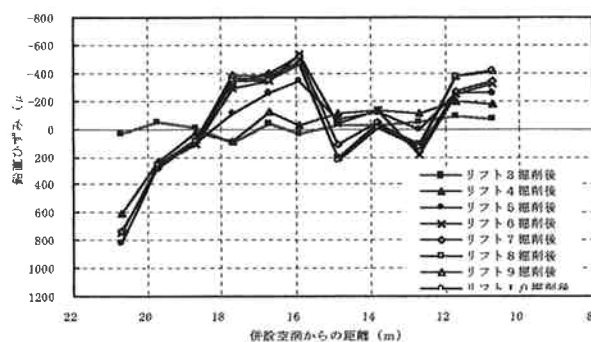


図5-23 地下空洞掘削時の鉛直ひずみ（奥多々良木増設発電所）

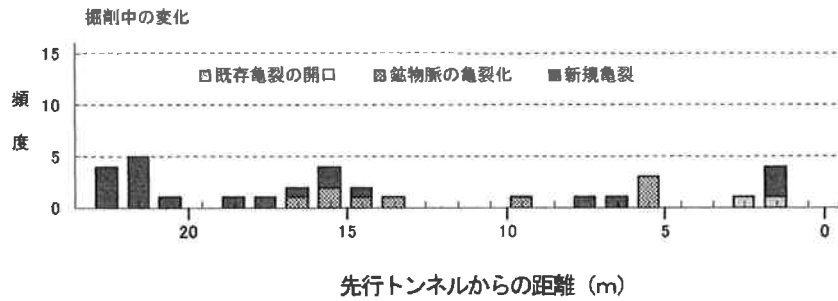


図5-24 掘削時に変化した亀裂の頻度分布（奥多々良木増設発電所）

損傷領域を解析でモデル化する場合、図5-25に示すとおり、損傷領域の変形係数を低下する方法が考えられる。しかし、この場合は損傷領域に作用した応力が周辺岩盤に再配分され、実岩盤より過少評価される恐れがある。図2-22、図2-41で示すとおり、損傷が生じて作用する応力は、ほとんど低下しない。そのため、第3章で行ったとおり、損傷領域を解析で表現するためには、変形係数を変化させるのではなく、不連続面の存在と置き換えて表現するのが、実岩盤の応力状態をうまく表現できる。

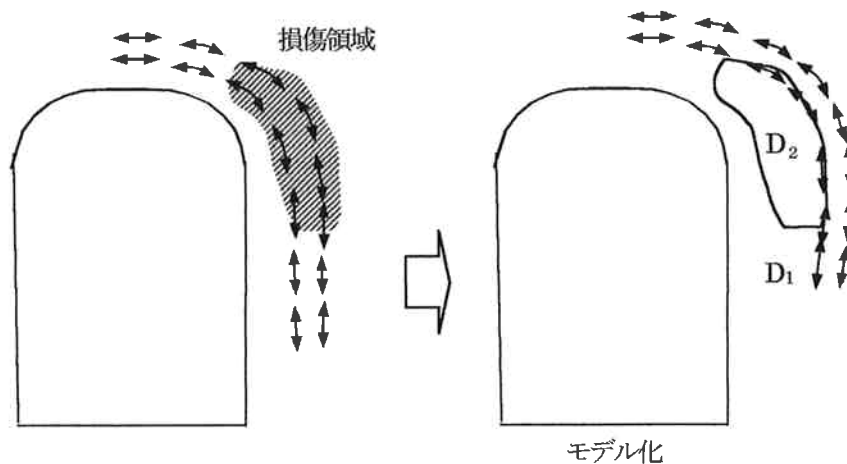


図5-25 損傷領域のモデル化

5. 5 第5章のまとめ

現場計測データや解析結果を基に、損傷領域の損傷進展特性や損傷領域に対する支保工の役割などについて考察を行った。結果は、以下のとおりである。

- ①損傷領域の損傷は、空洞掘削時に周方向の応力が増加するとともに法線方向の応力が開放されることで発生する。そのため、周方向の応力と法線方向の応力がともに開放されることで生じるゆるみとは発生メカニズムが異なる。
- ②大河内発電所と奥多々良木増設発電所の比較から、初期に亀裂頻度が高いほど損傷領域の損傷が顕著である。
- ③弾頭型の地下空洞では、損傷領域の破壊が生じやすい領域は、側壁やインバート隅角部などが考えられる。また、大河内発電所において、破壊の前兆として顕著な亀裂の変化やAEの発生が計測された。
- ④損傷領域で損傷が進展する理由の1つとして、岩盤内で生じる応力の集中化が挙げられる。

第6章 不撓乱試料サンプリング装置の開発

6.1 はじめに

第2章および第3章において、岩盤の挙動は亀裂の進展特性や不連続面の変位に大きく支配されることが分かった。さらに、第4章においては、亀裂の進展特性は初期の不連続面特性と相関性が高いこと、および、ボーリングコアの不連続面頻度は岩盤変形係数を評価する際の指標として妥当であることが分かった。

そこで、不連続面頻度や変位の要因となりやすい弱層部の物性評価を精度良く行うために、不撓乱試料サンプリング装置の開発を行った。開発を行った要素技術は、以下の3点である。開発技術の妥当性については、現場サンプリングなどにより確認を行った。

- ① 削孔水流出機構を改良することで、弱層部をサンプリングする際に粘土分の洗掘を抑えるとともに、亀裂性岩盤に対しては効率的にビットの冷却を行う工夫を行った。
- ② ビットの肉厚を薄くすることで、ボーリング時の亀裂の発生や乱れを抑える工夫を行った。
- ③ 先端駆動型のサンプリング装置を開発することで、ロッドやビッドのブレを抑制し、サンプリング時の乱れによる亀裂の発生を抑える工夫を行った。

6.2 削孔水流出機構の改良

6.2.1 実験によるウォーターウェイ形状評価

従来ボーリングの場合、削孔水がビット部のウォーターウェイより下向きに流出するため、軟岩等の弱層部をサンプリングする場合、削孔水の一部が試料に浸透し、粘土分を洗掘する。そこで、軟岩や粘土層などの弱層部をサンプリングする際には、削孔水がやや外向きに流出することで試料の洗掘を防止するウォーターウェイの開発を行った。

軟岩や粘土層などの弱層部と硬岩は混在している場合が多い。そのため、開発においては同一のビットで対応できる工夫を行った。軟岩や粘土層に対しては、硬岩に比べ削孔水を抑えることでやや向きに流出し、硬岩に対しては、従来程度の削孔水量で下向きにも相当量流出し効率的にビットを冷却できるウォーターウェイ形状を考案した。

最適なウォーターウェイの形状を考案するために室内実験を行った。実験装置は削孔水が目視できるよう写真6-1から写真6-2に示すとおり、アクリル製で製作し、アウターチューブ（外径φ66mm）とインナーチューブの間に削孔水を流しウォーター

ウェイの形状を変化させ、削孔水流況を確認して最適な形状を評価した。
流量は軟岩や粘土層は5ℓ/min程度以下、硬岩は10ℓ/min以上として評価した。

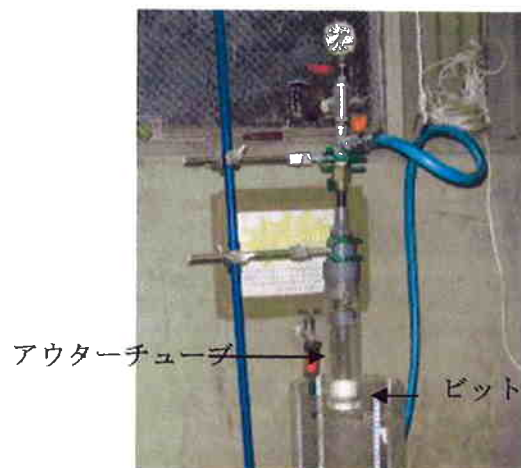


図6-1 削孔水流況特性試験状況



アクリル製コアチューブ



アクリル製ビット、ウォーターウェイ

写真6-2 アクリル製実験装置

主な検討項目は以下のとおりである。

- (1) ウォーターウェイ底面のV字切り込みの有無および方向
- (2) ウォーターウェイ底面のV字切り込み長さ
- (3) ウォーターウェイ側壁の拡がり方向
- (4) ウォーターウェイ内面のV字切り込み長さ
- (5) ウォーターウェイ幅

検討結果は以下のとおりである。

- (1) ウォーターウェイ底面のV字切り込みの有無および方向

①切り込みなし(従来型、図6-1)

流量に関係なく下向きに削孔水が流出する。

弱層部のサンプリングには不適格である。

②外向きに切り込み（図6-2）

流量に関係なく内向きに削孔水が流出する。

弱層部のサンプリングには不適合である。

③内向きに切り込み（図6-3）

流量が少ない場合、やや外向きに流出する。

弱層部のサンプリングには適合する。

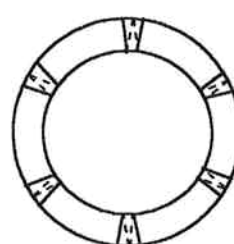
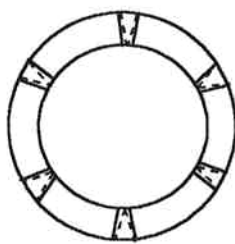
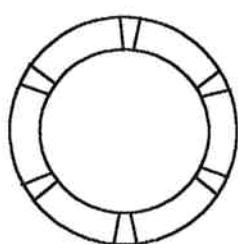


図6-1 切り込みなし 図6-2 外向きに切り込み 図6-3 内向きに切り込み

（2）ウォーターウェイ底面のV字切り込み長さ

①外周まで切り込み（図6-4）

流量が少ない場合、やや外向きに流出する。

弱層部のサンプリングには適合する。

②外周に達しない切り込み（図6-5）

流量が少ない場合、やや外向きに流出する。

弱層部のサンプリングには適合する。

③外周より外側まで切り込み（図6-6）

削孔水に乱れが生じるとともに、流量に関係なく下向きに流出する。

弱層部のサンプリングには不適合である。

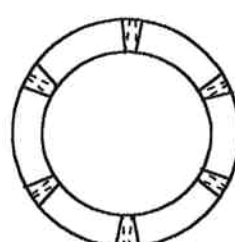
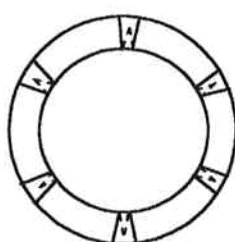
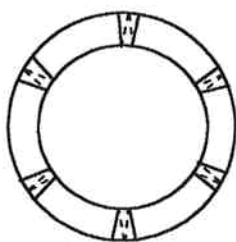


図6-4 外周まで切り込み 図6-5 外周に達しない切り込み 図6-6 外周より外側まで切り込み

（3）ウォーターウェイ側壁の拡がり方向

①側壁が平行 (図 6—7)

流量に関係なく下向きに削孔水が流出する。

弱層部のサンプリングには不適合である。

②側壁が外側に拡がる (図 6—8)

流量が少ない場合、やや外向きに流出する。

弱層部のサンプリングには適合する。

③側壁が外側に狭くなる (図 6—9)

流量に関係なく下向きに削孔水が流出する。

弱層部のサンプリングには不適合である。

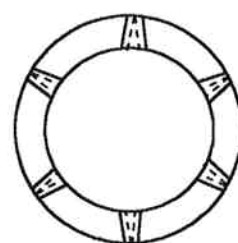
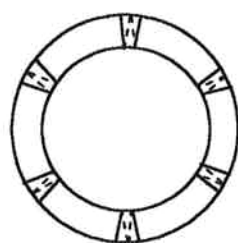
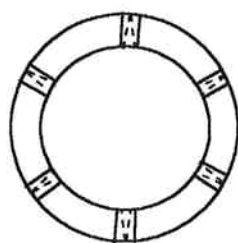


図 6—7 側壁平行 図 6—8 側壁が外側に拡がる 図 6—9 側壁が外側に狭くなる

(4) ウォーターウェイ内面の V 字切り込み長さ H (図 6—10 参照)

①切り込み長さ 2.5mm

流量が少ない場合、やや外向きに流出する。

弱層部のサンプリングには適合する。

②切り込み長さ 5mm

流量が少ない場合、やや外向きに流出する。

弱層部のサンプリングには適合する。

③切り込み長さ 5mm

流量に関係なく下向きに削孔水が流出する。

弱層部のサンプリングには不適合である。

(5) ウォーターウェイ幅 w (図 6—10 参照)

①ウォーターウェイ幅 2～3mm

流量が少ない場合、やや外向きに流出する。

弱層部のサンプリングには適合する。

②ウォーターウェイ幅 6 mm

流量が少ない場合、やや外向きに流出し難い。

弱層部のサンプリングにはやや不適合である。

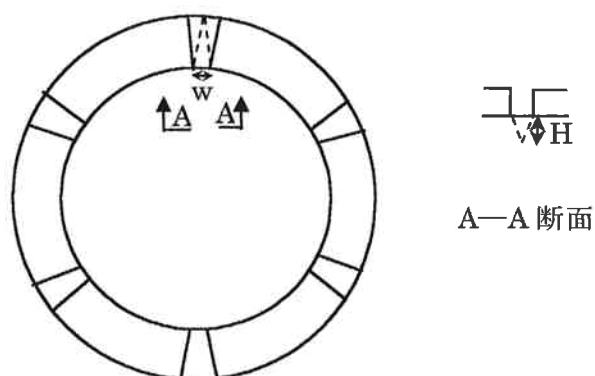


図 6-10 内面切り込み、ウォーターウェイ幅

実験の結果、図 6-11 に示すとおり、ウォーターウェイ底部に V 字型の切り込みを入れるとともに、ウォーターウェイ側壁を外向きに 2mm 程度広げること、軟岩等の硬質粘性土に対する削孔水量が 5 l/min 程度以下の場合やや外向きに流出し、硬岩に対する削孔水量が 5 l/min 程度以上の場合下向きにも相応の流量が流出する機構とした。また、ウォーターウェイの幅を狭くすることで流量が少ない場合にも外向きに流出しやすくなる。

写真 6-3 に従来型のウォーターウェイと提案したウォーターウェイの削孔水流出特性を示す。従来型では、削孔水量に係わらずほぼ下向きに流出するのに対して、提案型では、流量が少ない場合はやや外向きに流出する。

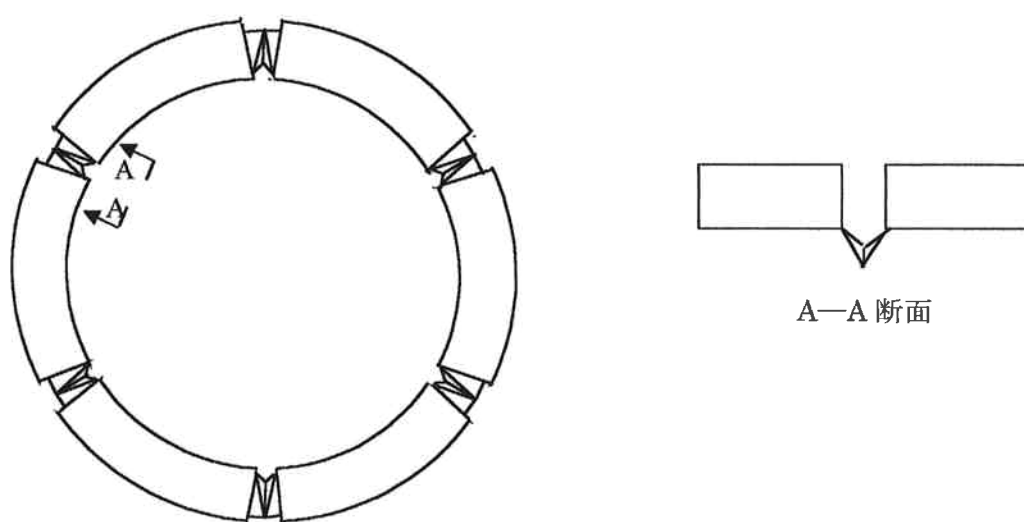


図 6-11 ウォーターウェイの最適形状

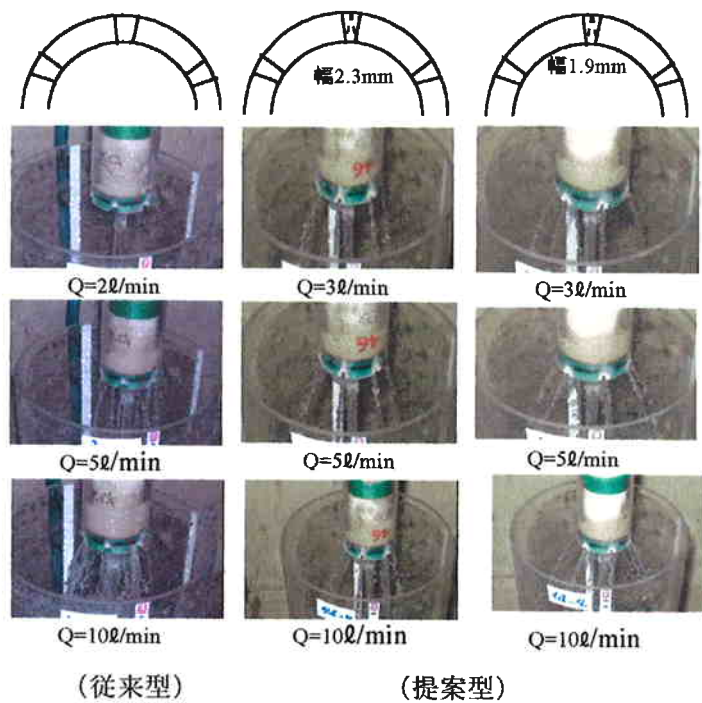


写真 6—3 削孔水流出特性の比較

6. 2. 2 模擬供試体によるウォーターウェイの妥当性検証

ウォーターウェイの形状評価の結果より、ウォーターウェイの最適形状での提案ビットを試作した。水量に応じて削孔水流方向を調整可能であり、削孔水量が少ない場合と、中程度の場合はやや外向きに流出し、削孔水量が多い場合は下方向にも相当量流出する機能を有するように以下の仕様とした。

- ①採取コア径は $\phi 52\text{mm}$ 、コアチューブ外径は $\phi 66\text{mm}$ とした。
- ②ダイヤモンドビット肉厚は 4mm とし、従来ビットと比べ約3割肉厚を薄くした。
- ③ウォーターウェイの形状は、内側 3mm 、外側 5mm 、深さ 3mm とした。
- ④ウォーターウェイの底部に、三角形の切り込みをいれた。
- ⑤ウォーターウェイの側壁が外側に約 2mm 広げた。
- ⑥ウォーターウェイの内側に、三角形の切り込みをいれた。

コアチューブは、図6-12に示すとおりアウターチューブとインナーチューブは二重管式で、スィベルタイプであるため、アウターチューブでの回転はインナーチューブに伝達しない。

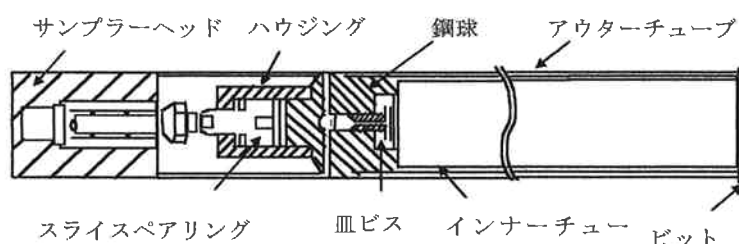


図6-12 コアチューブ断面図

提案したボーリングビットとコアリフターを備えたボーリング装置に対して、室内実験による妥当性の検証を行った。供試体は、対象とする岩塊を以下の3種類作成した。供試体の作成状況を写真6-4に示す。

①不連続面が少ない供試体

平均圧縮強度 37.5N/mm^2 の凝灰岩および砂岩の岩塊(1辺 $10\sim 20\text{cm}$ 程度)を縦 585mm 、横 480mm 、高さ 900mm の型枠に投入し、間隙を平均圧縮強度 1.19N/mm^2 の人工軟岩で充填して作成した。人工軟岩の配合は、重量比で砂 69.3% 、笠岡粘土 7.1% 、普通ポルトランドセメント 6.3% 、水 17.3% である。

②不連続面が多い供試体

平均圧縮強度 0.59N/mm^2 の安山岩の岩塊を1辺 5cm から 10cm 程度に砕いた後、縦

585mm、横 480mm、高さ 900mm の型枠に投入し、間隙を平均圧縮強度 0.59N/mm^2 の人工軟岩で充填して作成した。人工軟岩の配合は、重量比で砂 69.3%、笠岡粘土 10.1%、普通ポルトランドセメント 3.3%、水 17.3% である。

③軟岩供試体

平均圧縮強度 0.03N/mm^2 のひん岩および平均圧縮強度 0.59N/mm^2 の安山岩の岩塊(1 辺 10cm 程度) を縦 585mm、横 480mm、高さ 900mm の型枠に投入し、間隙を平均圧縮強度 1.19N/mm^2 の人工軟岩で充填して作成した。人工軟岩の配合は、重量比で砂 69.3%、笠岡粘土 7.1%、普通ポルトランドセメント 6.3%、水 17.3% である。



不連続面が多い供試体



軟岩供試体



不連続面が少ない供試体



インナーパイプレータ施工状

写真 6-4 供試体作成状況

作成した供試体を用いて、サンプリング試料の品質確認を行った。回転数は 500rpm、削孔水量は、 2.6l/min と 4.1l/min の 2 ケースで行った。写真 6-5 に採取状況を示し、写真 6-6 に削孔水流出状況を示す。



写真 6-5 サンプリング状況



削孔水量 2.6ℓ/min



削孔水量 4.1 ℓ/min

写真 6－6 削孔水流出状況

サンプリング時の削孔状況およびコア状況を表 6－1 に示す。コアの採取率については、いずれも 100% である。削孔速度については、削孔水量が 2.6ℓ/min と 4.1 ℓ/min のそれぞれのケースにおいて、不連続面が少ない供試体で 6.9cm/min、8.4cm/min、不連続面が多い供試体で 8.2cm/min、10.1cm/min、軟岩供試体で 6.6cm/min、28.0cm/min であり、効率的にサンプリングを行うことができた。

サンプリングコアの写真を写真 6－7 から写真 6－9 に示す。コアの亀裂については、発生要因を以下の 4 種類に分けて整理を行った。結果を表 6－2 に示す。

- ①ボーリングによって発生した亀裂
- ②コアをインナーチューブからの抜き取り作業により発生した人為的亀裂
- ③モルタルと岩塊の付着不足による自然的亀裂
- ④モルタル打設時に発生した亀裂

亀裂の発生要因として②③が大部分で、①のボーリングによって発生した亀裂は 1 本のみであり、不攪乱の状態でサンプリングできたといえる。

表 6 - 1 サンプリング時の削孔状況およびコア状況

削孔条件		回転数 500rpm、削孔水圧 0.15~0.5 kg f/cm ²	
削孔水量(l/min)		2.6	4.1
不連続面が少ない 供試体	削孔長 (cm)	8.4	8.4
	コア長 (cm)	8.4	8.4
	採取率 (%)	100	100
	削孔速度 (cm/min)	6.9	8.4
不連続面が多い 供試体	削孔長 (cm)	8.6	8.6
	コア長 (cm)	8.6	8.6
	採取率 (%)	100	100
	削孔速度 (cm/min)	8.2	10.1
軟岩供試体	削孔長 (cm)	7.6	7.0
	コア長 (cm)	7.6	7.0
	採取率 (%)	100	100
	削孔速度 (cm/min)	6.6	28.0

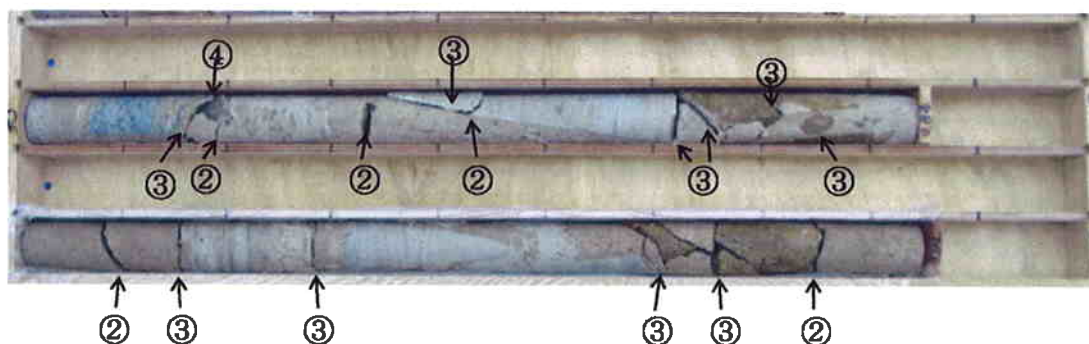


写真 6 - 6 サンプリングコア（不連続面が少ない供試体）

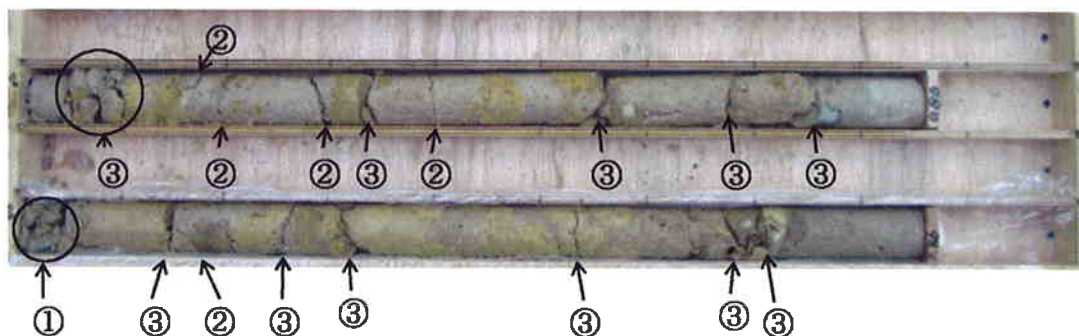


写真 6 - 8 サンプリングコア（不連続面が多い供試体）

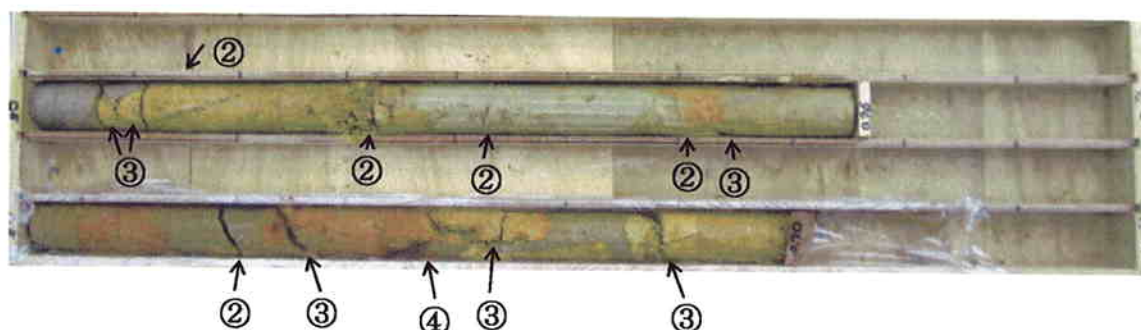


写真 6-9 サンプリングコア (軟岩供試体)

表 6-2 亀裂の発生要因

削孔水量 (ℓ/min)	亀裂発生要因	2.6	4.1
不連続面が少ない供試体	①	0	0
	②	3	2
	③	6	4
	④	1	0
	合計	10	6
不連続面が多い供試体	①	0	1
	②	4	1
	③	7	6
	④	0	0
	合計	11	8
軟岩供試体	①	0	0
	②	3	1
	③	3	3
	④	0	1
	合計	6	5

6. 2. 3 現場サンプリングによるウォーターウェイの妥当性検証

開発ビットを試作し、現場サンプリングを行った。サイトは、D 級、C_L 級および C_M 級の岩盤が分布する。岩級に応じて、削孔水量を調節しサンプリングを行った。写真 6-10 は試作ビットにおける流量 5ℓ/min、10ℓ/min、20ℓ/min における削孔水流出状況を示す。5ℓ/min の流量の少ない時点ではウォーターウェイの形状に沿った方向で外向きに流出し、10ℓ/min の流量が中位の時点ではやや外向きに流出し、20ℓ/min に流量が増加するとほぼ下向きに流出する。したがって、軟質岩盤を掘進するときは流量を絞

って外向きに流出させて掘進地盤への削孔水の浸潤を防止でき、流量を増大させた場合は、削孔が下向きに流出しビットの冷却効果を高めることになる。



写真 6—10 削孔水流出状況

サンプリングは 30m 行った。採取率は、GL-0～0.2m で 75%、GL-4.0～5.0m で 70% であったが、それ以外の深度では 100% であり、平均 97.4% であった。GL-0～0.2m、GL-4.0～5.0m で採取率が低かったのは、削孔水量が多いためコアやせが発生し、コアが落下したものである。サンプリングコアは、密着亀裂はそのまま密着した状態で採取され、開口亀裂はその状態の片状、礫状で採取され、岩盤性状をよく表した採取状況と評価される。写真 6—11 は GL-14.0m 付近の D 級岩盤に狭在する白色粘土の採取例であるが、採取後も密着しており良好な採取状況といえる。また、写真 6—12 は、GL-3.0～3.6m 付近の D 級岩盤で亀裂が多く発達する部分の採取例で黒色に変色した亀裂が良く観察できる。平均掘進速度は、3.8cm/分であった。表 5—3 にサンプリング記録を示し、写真 6—13(a) から写真 6—13(g) には、GL-0～30m におけるコア写真を示す。



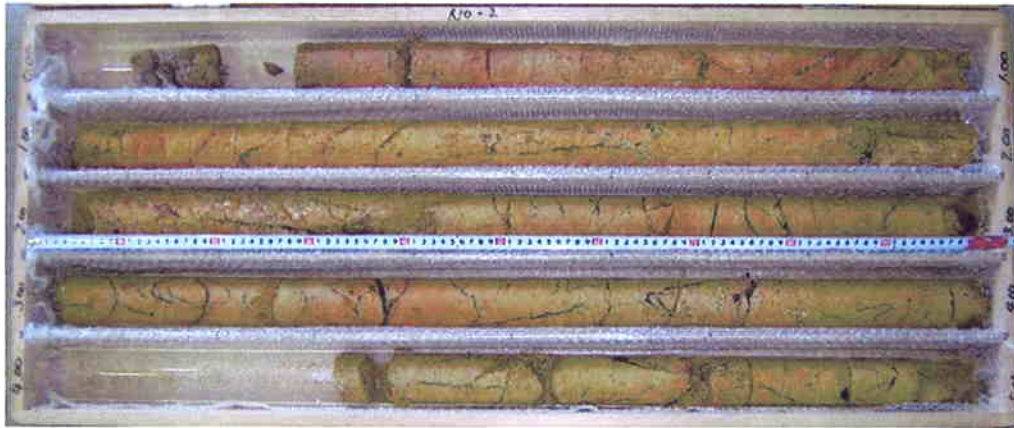
写真 6—11 D 級岩盤に狭在する白色粘土の採取例



写真 6—12 D 級岩盤の亀裂が多い部分の採取例

表 6 - 3 サンプルング記録

採取 No.	コアリフター 形状	試料採取深度 (GL-m)	採取長 (m)	採取率 (%)	岩級 区分	掘進 時間 (分)	掘進速度 (cm/分)
	通常	0.00 ~ 0.20	0.15	75	D	5	3.0
1	通常	0.20 ~ 1.00	0.80	100	D	16	5.0
2	通常	1.00 ~ 2.00	1.00	100	D	16	6.3
3	通常	2.00 ~ 3.00	1.00	100	D	22	4.5
4	通常	3.00 ~ 4.00	1.00	100	D	26	3.8
5	通常	4.00 ~ 5.00	0.70	70	D	19	3.7
6	バスケット型	5.00 ~ 6.00	1.00	100	D	22	4.5
7	バスケット型	6.00 ~ 7.00	1.00	100	D	32	3.1
8	バスケット型	7.00 ~ 8.00	1.00	100	D	41	2.4
9	通常	8.00 ~ 9.00	1.00	100	D	33	3.0
10	通常	9.00 ~ 10.00	1.00	100	D	34	2.9
11	通常	10.00 ~ 11.00	1.00	100	D	23	4.3
12	通常	11.00 ~ 12.00	1.00	100	D	48	2.1
13	通常	12.00 ~ 13.00	1.00	100	D	32	3.1
14	通常	13.00 ~ 14.00	1.00	100	D	28	3.6
15	通常	14.00 ~ 15.00	1.00	100	D	21	4.8
16	通常	15.00 ~ 16.00	1.00	100	D	36	2.8
17	通常	16.00 ~ 17.00	1.00	100	D	30	3.3
18	通常	17.00 ~ 18.00	1.00	100	D	32	3.1
19	通常	18.00 ~ 19.00	1.00	100	D	24	4.2
20	通常	19.00 ~ 20.00	1.00	100	D	19	5.3
21	通常	20.00 ~ 21.00	1.00	100	CL	31	3.2
22	通常	21.00 ~ 21.85	0.85	100	CL	32	2.7
23	通常	21.85 ~ 22.55	0.70	100	CL	33	2.1
24	通常	22.55 ~ 23.55	1.00	100	CL	41	2.4
25	通常	23.55 ~ 24.10	0.55	100	CL	29	1.9
26	通常	24.10 ~ 25.10	1.00	100	CL	27	3.7
27	通常	25.10 ~ 25.85	0.75	100	CL	38	2.0
28	通常	25.85 ~ 26.85	1.00	100	CL	32	3.1
29	通常	26.85 ~ 27.85	1.00	100	CM	36	2.8
30	通常	27.85 ~ 28.85	1.00	100	CM	31	3.2
31	通常	28.85 ~ 29.70	0.85	100	CM	34	2.5
32	通常	29.70 ~ 30.00	0.30	100	CM	10	3.0



0.35m 着岩

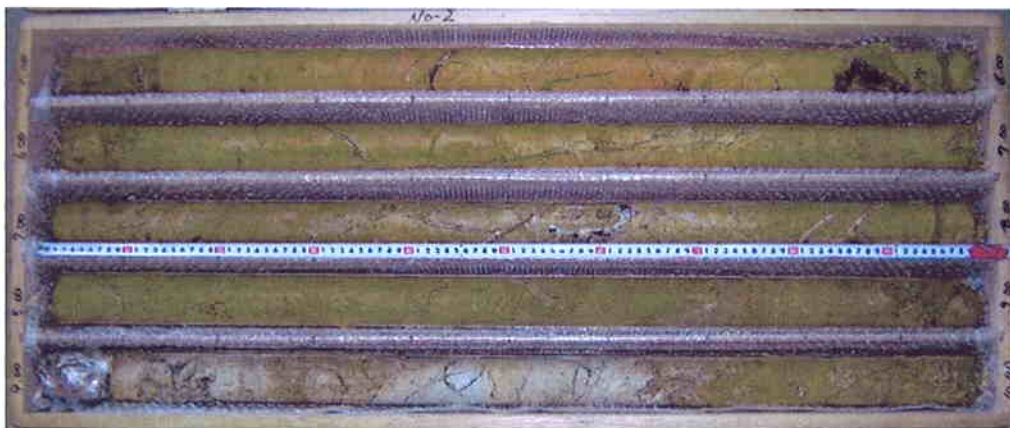
風化、変質したひん岩。軟質な粘土状となるが、原岩組織を残している。

亀裂面は風化し、褐色化し、部分的に白色粘土を伴う。

0.7～1.0m 付近、亀裂多い。4.0～4.35m 試料なし。

2.1～2.5m、2.7m、2.8m、3.35m、3.6m、3.65m、3.75m、4.55m、4.7m 付近亀裂あり。

写真 6-13(a) サンプルリングコア (GL-0.0～5.0m)



5.0～5.1m 付近、礫状となる。5.4m 付近、白色粘土を伴う。

5.8m、5.9m 付近、亀裂あり。

6.3m 付近、白色粘土を伴う。6.4～6.6m 付近、縦亀裂あるが密着する。

7.5m 付近、白色粘土を伴う亀裂。7.5～7.6m 付近、白色粘土多い。

9.35～9.65m 付近、岩片状となり CL 級となる。

写真 6-13(a) サンプルリングコア (GL-5.0～10.0m)



28.9m、29.0m、29.1m 付近、亀裂あり。29.0～29.1m 付近、縦亀裂あり。
 29.3～29.45m 付近、亀裂多く、礫状となる。
 29.75m 付近、亀裂あるが、断面は比較的新鮮。

写真 6-13(g) サンプリングコア (GL-28.85～30.0m)

6. 3 先端駆動方式サンプリング装置の開発

6. 3. 1 先端駆動型装置の開発

従来ボーリングは、地上に設置した削孔装置によりロッド全体を回転させる機構である。そのため、深度が大きくなるとロッドやビットのぶれにより試料の乱れが生じる^{1) 2) 3) 4)}。サンプラーのぶれを抑える手法として、ロッドの数箇所にスペンサーを取り付け孔壁とのクリアランスを少なくする方法等が考えられるが、簡便な手法として先端駆動式ボーリングを採用した。先端駆動式ボーリングでは、ロッドは回転せずビットとアウターチューブのみ回転する。ビットに回転力を与えるために流体を利用する方式と電力を利用する方式があるが、機構が簡便な流体を利用する方式を採用した。開発装置では、図6—13に示すとおり、地上よりロッドを通して水を圧送し、コアチューブ上部に設置した駆動装置内のローターを回転させる。ローターは、スパイラル状で断面が楕円の溝が切っており、流体の圧力により回転する。ローターの回転により、それに連結したアウターチューブとビットを回転させる。先端駆動方式では、サンプリング時にロッドが回転しないため、中深度や大深度においてもロッドのぶれを抑制できる。

先端駆動式ボーリングには、構造的には類似であるが、用途に応じてダイナドリル、ナビドリル、アキュードリルがあり、ビット回転数はそれぞれ 800 回転、550～1650 回転、200～360 回転である。このうちアキュードリルがもともと低速であるため回転に伴うパイプレーションが少ない。メンテナンスでは、ドリルのベアリング部分の取替え時期は、アキュードリルでは、3000 時間程度であるが他のドリルでは、その半分程度で取替えが必要である。以上の理由からアキュードリルを採用し、その先端に低深度型と同じコアチューブとビットを装着した⁵⁾。

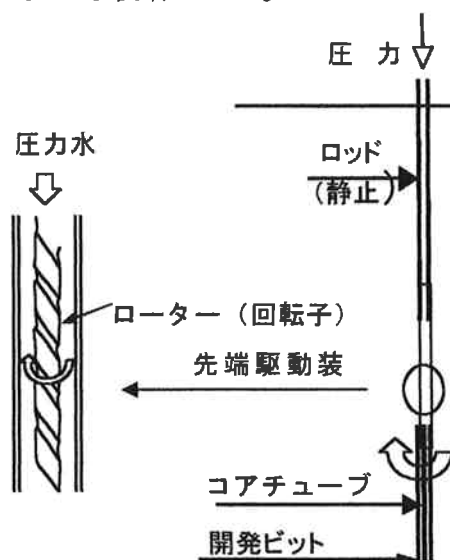


図6—13 先端駆動式ボーリング駆動原理

先端駆動方式のサンプリング装置を図6-14に示し、開発装置の諸元を表6-4に示す。

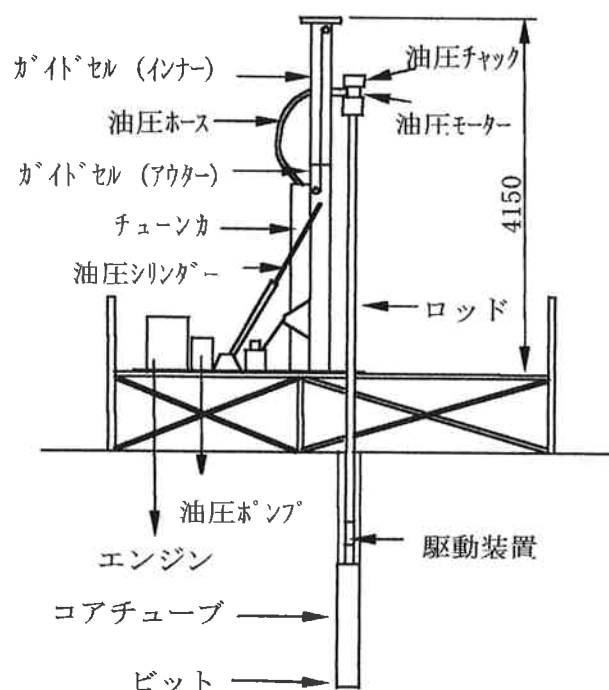


図6-14 先端駆動方式サンプリング装置

表6-4 開発装置の諸元

項 目	仕 様
最大トルク	17kg・m
ビット回転数	200～360RPM
送水量	95～190ℓ/min
最大差圧	2.1MPa
アウターチューブ外径	110mm
アウターチューブ長	1300mm
ビット内径	96mm
インナーチューブ内径	96mm
インナーチューブ長	960mm

6. 3. 2 ビット部送水量調整装置の開発

先端駆動型ボーリングは、石油掘削のため開発されたものであり、最近では石炭や地熱開発等で採用されており、主に硬岩を対象としている。当ボーリングは、本来、硬質粘性土のサンプリングを目的に開発されたものではないため、ローターの回転に使われた大量の水をビット部へ循環する機構である。そこで、不攪乱サンプリングに用いるためには、最適な削孔水量のみをビット部に送水し、他は駆動装置下部で排水する必要がある、ビット部送水量調整装置を開発した。

ビット部送水量調整装置は、図6—15および写真6—14に示す通りダート、穴開き六角ボルト、スプリングから構成され、設置位置は駆動装置とコアチューブの間である。駆動装置でローターを回転させた圧送水のうち、ダートと穴開き六角ボルトのノズルを通った水が削孔水としてビット部へ循環される。他の水は、ダート上面部で外部に排水される。給圧力の微変動に対応してスプリングの作用により排水量を調整する。写真6—15にビット部送水量調整装置での排水状況を示す。

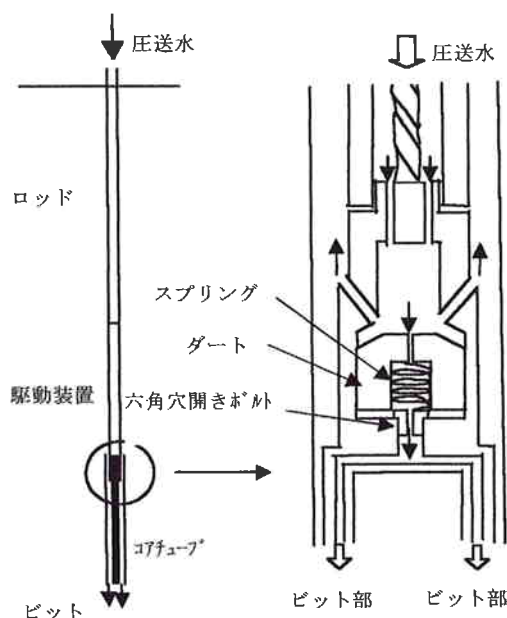


図6—15 ビット部送水量調整装置



写真6—14 ビット部送水量調整装置分解図



(a) 装置未装着



(b) 装置装着

写真 6—15 ビット部送水量調整装置の配水状況

ビット部への送水量は、ダートと六角穴開きボルトのノズル径により調整する。サンプリング時に、駆動装置への給圧力は、地盤の物性に応じて調整する必要がある、地盤が硬い場合は、給圧力を増大し、逆に、地盤が軟らかい場合には、給圧力を抑える必要がある。そこで、各給圧力に対応するため、ノズル径は 2、4、6、8 mm の 4 種類作製した。各ノズル径におけるビット部への送水量については、試験により評価した。駆動用の圧送水量については、対象とする地盤により 40ℓ/min から 100ℓ/min 程度であるので、それぞれ 40、60、80、100ℓ/min のケースについて、ビット部への循環水量を評価した。結果は、表 6—5 に示すとおりである。ビット部への循環水量については、実績より 5 ℓ/min 程度でボーリングを行う場合が試料の乱れが小さいことより、表より駆動用の給水量が 60ℓ/min～100ℓ/min の場合、ノズル径 4 mm、給水量が 40ℓ/min～60ℓ/min の場合、ノズル径 6 mm が最適である。

表 6—5 ビット部循環水量 (ℓ)

ノズル径	40ℓ/min	60ℓ/min	80ℓ/min	100ℓ/min
2mm	0.6	0.9	1.2	1.5
4mm	2.0	3.0	4.0	5.0
6mm	6.0	9.0	12.5	15.0
8mm	8.0	12.0	16.0	20.0

6. 3. 3 人工軟岩を用いた品質確認

開発装置による試料の品質を確認するために、人工軟岩を用いてサンプリングを行い、ブロックサンプリング試料との比較を行った。人工軟岩は、重量比で川砂 69.3%、粘土 7.1%、早強セメント 6.3%、水 17.3%の配合で作製した。試料は、縦横 350mm、高さ 450mm の人工軟岩から開発装置によるボーリング試料とブロックサンプリングで採取した試料を用いた。ボーリング試料を写真 6—16 に示す。

サンプリング時に乱れを受けるとせん断初期に接線ヤング率が急減することが示されている。そこで高精度三軸試験を用いて、拘束圧 98kN/m^2 における三軸試験（CD 試験）を行った。図 6—16 にひずみ 0.1%以下の応力—ひずみ関係の比較を示す。開発装置によるボーリング試料とブロックサンプリング試料の応力—ひずみ関係は整合していることから、開発装置における試料は乱れが小さいといえる。



写真 6—16 人工軟岩サンプリング状況

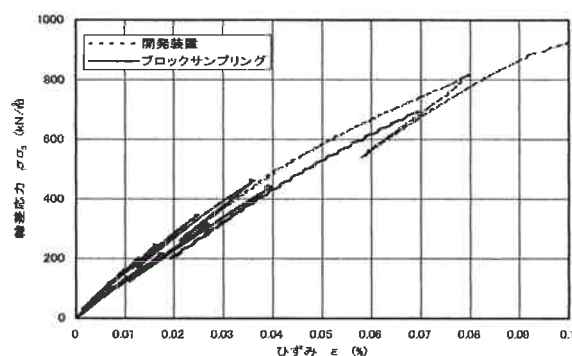


図 6—16 人工軟岩の応力—ひずみ関係比較

6. 3. 4 現場実証試験による品質評価

軟岩が分布するサイトにおいて、開発装置の性能評価を行った。サイトの地盤は D

級ひん岩であり、試料の品質を評価するためにブロックサンプリングも併せて行った。写真 6-17 は開発装置によるサンプリング状況である。

開発装置によるボーリング試料と、ブロックサンプリング試料の含水比を比較すると、ボーリング試料は 39.9% に対し、ブロックサンプリング試料は 46.3% であり、削孔水のボーリング試料への浸透は小さいと評価できる。表 6-6 は、両者の粒度分布を示す。粘土分含有率はともに 15% 程度で整合していることから、ボーリング試料において削孔水による粘土分の流出はほとんど生じていないと評価できる。写真 6-18 に開発装置によるサンプリング試料の一例を示す。写真 6-19 に示す従来ボーリングによる試料と比較して、概観上においても乱れは非常に小さい



写真 6-17 サンプリング状況

表 6-6 粒度分布比較

粒度	開発装置*	ブロックサンプリング*
砂 75~200 μm	63.0	59.5
シルト 5~75 μm	22.0	26.0
粘土 ~5 μm	15.0	14.5

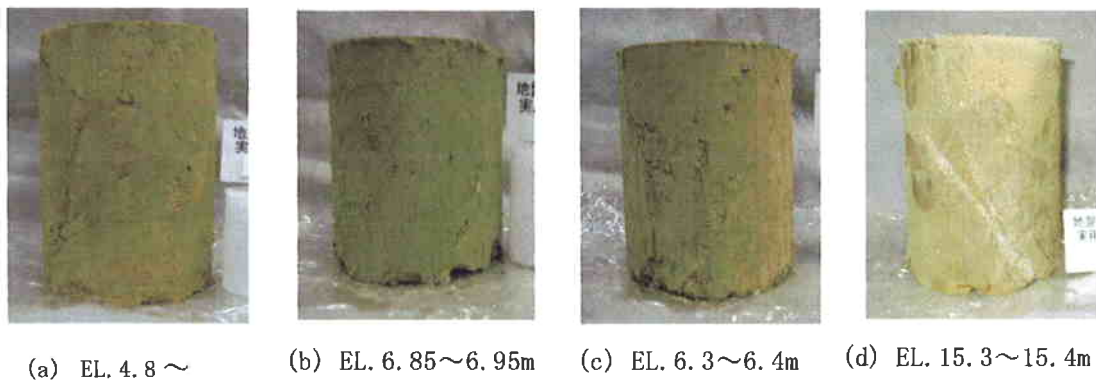
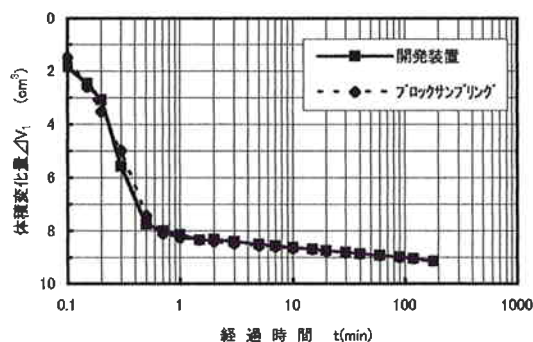


写真 6—18 開発装置によるサンプリング試料

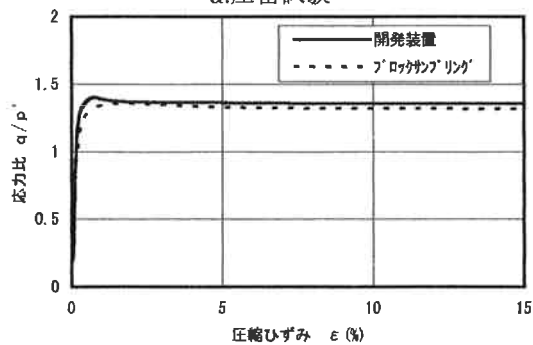


写真 6—19 従来ボーリングによるサンプリング試料

サンプリング時の乱れによる物性劣化を評価するために、圧密—非排水せん断試験を行い、ブロックサンプリング試料の結果と比較した。結果は図 6—17 に示すとおりであり、圧密特性、せん断特性ともブロックサンプリング試料と整合し、物性劣化は小さいと評価できる。



a. 圧密試験



b. せん断試験

図 6—17 ブロックサンプリングとの物性比較

表 6—7 にボーリング試料の各深度における試料径および超音波速度測定結果を示す。各深度においてコアチューブ径 96mm に対して試料径はほぼ整合し、深部においてもサンプリング時におけるロッドやビットのぶれによるコアやせは小さい。超音波速度測定結果についても、深部での速度低下が認められず、ロッドやビットのブレによる乱れは小さいといえる。

サンプリング時間については、図 6—17 に示すとおり 1 m 当たり 30 分程度であり、効率的であることが確認できた。

これらの性能評価により開発装置が、高品質の試料を効率的にサンプリングできることを確認できた。

表 6—7 試料径、超音波速度

深 度 (m)	直 径 (mm)	超 音 波 速 度 測 定	
		縦波伝播 速度(km/s)	横波伝播 速度(km/s)
4.80~4.90	95.4	0.55	0.19
5.70~5.80	96.3	0.33	0.12
6.30~6.40	96.0	0.35	0.15
6.85~6.95	96.2	0.41	0.11
8.20~8.30	95.9	0.22	0.10
11.20~11.30	95.9	0.51	0.17
15.30~15.40	95.9	0.28	0.13

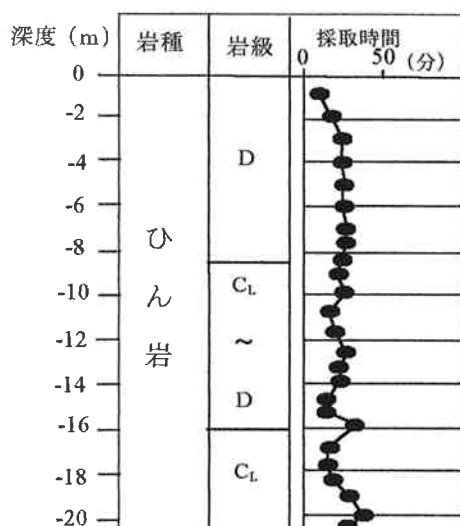


図 6—18 サンプリング時間

6. 4 第6章のまとめ

岩盤の不連続面頻度や弱層部の物性を精度良く評価するために、ボーリングによる不攪乱サンプリング装置を開発した。結果は以下のとおりである。

- ①ウォーターウェイ底面にV字型の切り込みを入れるとともに、ウォーターウェイ側壁を外側にやや拡げることで、硬岩、軟岩対応型の削孔水流出機構を提案した。軟岩等削孔水による洗掘の恐れのある岩盤に対しては、削孔水量を抑えることで、ビット部からやや外向きに流出し、試料に接触するのを軽減する。一方、硬岩に対しては、従来程度の削孔水量で、下向きにも相当量流出し、効率的にビットを冷却する。
- ② ビットの肉厚を2mm程度薄くすることで、サンプリング時の切込みを改善し、亀裂の発生や試料の乱れを低減する工夫を行った。
- ③ ロッドやビットのブレによる試料の乱れを低減するために、ロッドは回転せず先端ビット部のみ回転する先端駆動方式の装置を開発した。この際、駆動のための大量の水のうち適量のみを削孔水としてするビット部送水量調整装置を開発した。
- ④ 開発した不攪乱サンプリング装置の妥当性については、模擬供試体を用いサンプリングや現場サンプリングにより確認を行った。

参考文献

- 1) 小高猛司, 早野公敏, 古関潤一, 龍岡文夫, 壺内達也, 松本正志: 堆積軟岩試料のサンプリングによる乱れの評価法. 土と基礎, Vol.46, No.5. 1998, p.11-14.
- 2) 小高猛司, 王林, 龍岡文夫, 中丸伸一: 堆積軟岩の変形係数に及ぼすサンプリング時の乱れの影響. 土木学会第 51 回年次学術講演会講演概要集. 1996, p.686-687.
- 3) 松下政司, 早野公敏, 松本正士, 小高猛司, 龍岡文夫: 堆積軟岩の変形係数に及ぼす試料の乱れの検討. 土木学会第 52 回年次学術講演会講演概要集. 1997, p.548-549.
- 4) 谷和夫, 金子進, 豊岡義則, 川崎了: ロータリー・コア・サンプリング時のコア・パレルの揺動と新しいサンプリング法の提案. 土木学会第 53 回年次学術講演会講演概要集. 1998, p.810-811.
- 5) 吉田次男, 西片卯佐男, 大西有三: 硬質粘性土の不攪乱試料サンプリング装置の開発, 電力土木, No.319. 2005, 10-18.

第7章 岩盤構造物掘削時の挙動把握とその結果に基づく新たな提案

7. 1 はじめに

第2章から第3章において、地下空洞掘削時に壁面近傍のゆるみ領域の形成と併行して、アーチアクション形成に伴い損傷領域が形成されることが分かった。第5章において、損傷領域の損傷特性について考察を行った。

第4章においては、ゆるみ領域や損傷領域の評価に必要な岩盤変形係数は、ボーリングコアの不連続面頻度と相関性が高いことが分かった。

第6章では、ゆるみ領域などの評価精度を高めるために、不攪乱サンプリング装置の開発を行った。

そこで、これらの研究成果を基に、岩盤構造物掘削時の技術として新たな提案を行う。図7-1は、地下空洞の調査から施工にいたる作業フローである。図7-2は、堅坑・斜面の調査から施工にいたる作業フローである。これらの作業に対して、以下の提案を行う。

- ① 地下空洞および堅坑・斜面に対して不攪乱サンプリング装置によるボーリング調査法の提案
- ② 地下空洞および堅坑・斜面に対して不連続面を考慮したパラメータ評価法の提案
- ③ 地下空洞および堅坑・斜面に対して損傷領域評価のための計測法の提案
- ④ 地下空洞に対して逆解析による損傷領域評価法の提案

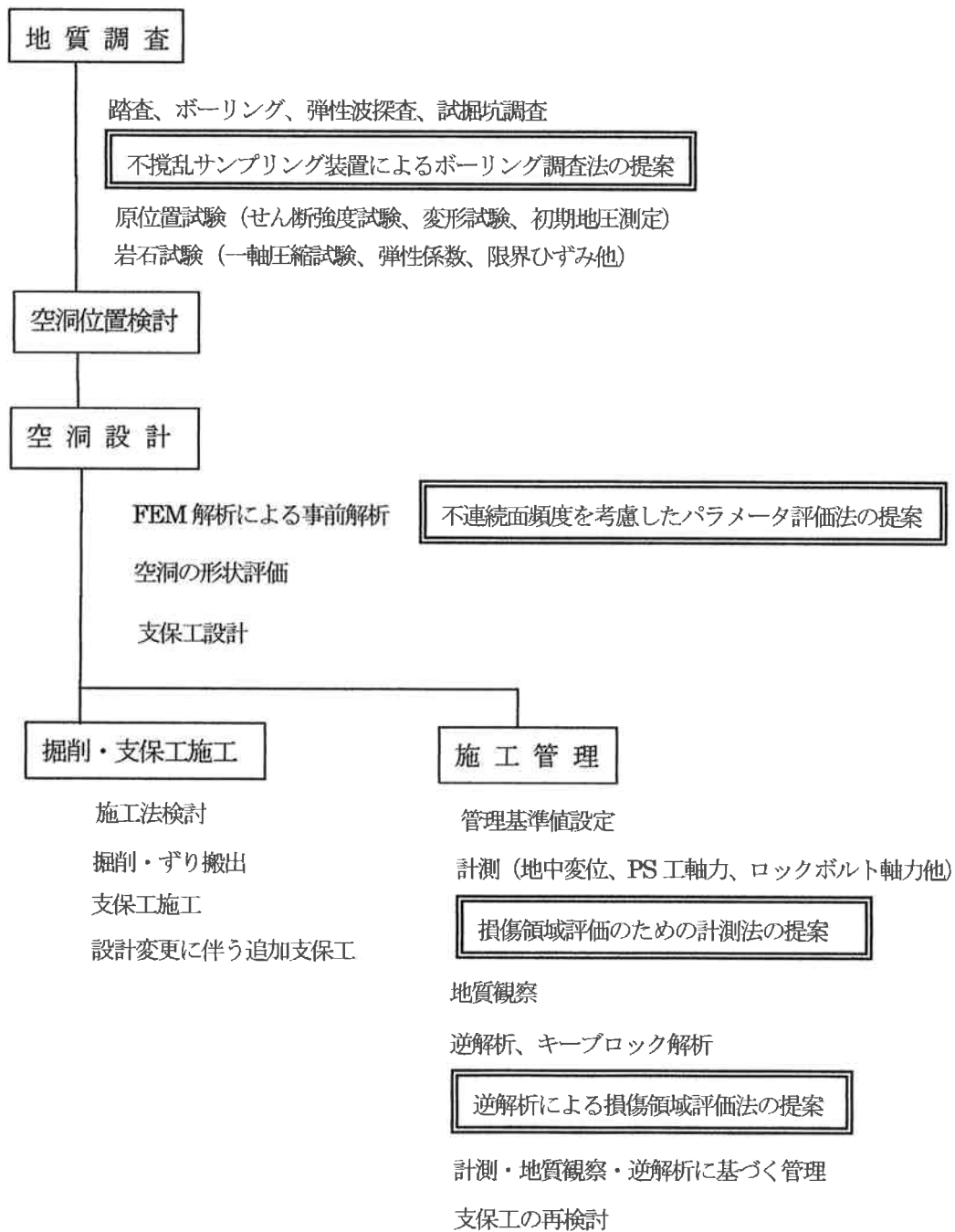


図 7-1 地下空洞の作業フロー図

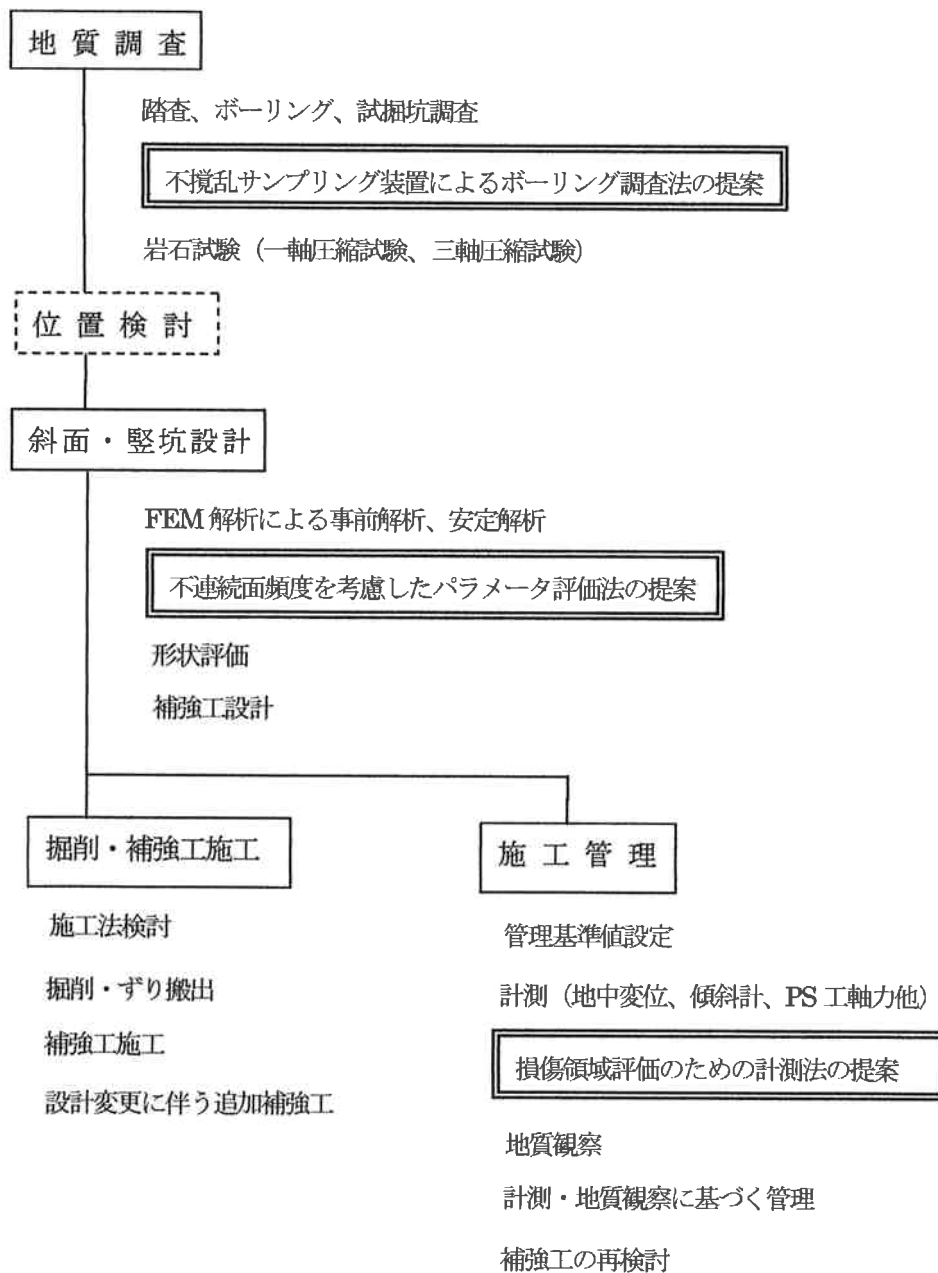


図7-2 堅坑・斜面の作業フロー図

7. 2 不撓乱サンプリング装置によるボーリング調査法の提案

7. 2. 1 地下空洞に対する調査法

地下空洞を設計する際には、掘削時に発生するゆるみ領域や損傷領域の進展特性を適切に評価する必要がある。ゆるみ領域や損傷領域の進展には、岩盤の不連続面頻度が重要な役割を果たしていることが現場データの分析で明らかとなった。そこで、ボーリングによるサンプリングで、不連続面頻度を精度良く評価するとともに、粘土などが狭在し滑りが生じやすい不連続面の物性を評価するために、第6章で述べた不撓乱サンプリング装置を開発した。

写真7-1は開発装置の写真であり、特徴は以下の3点である。

- ①先端駆動型のボーリング装置を採用することで、ロッドのブレによるサンプリング時の乱れや亀裂の発生を抑え、不連続面頻度や不連続面の物性を精度良く評価できる。
- ②ビットの肉厚を従来のものより、約3割薄くすることで、サンプリング時の乱れや亀裂の発生を抑えることが可能である。
- ③削孔水の流出機構を改良することで、粘土分の洗掘を抑えることが可能である。

地下空洞設計のための地質調査では、試掘坑よりボーリング調査が行われる。この際、不撓乱サンプリング装置を用いて調査を行うことで、不連続面特性の評価を行うことを提案する。調査は、図7-3に示すとおり、地下空洞掘削時にゆるみ領域や損傷領域が想定される領域の不連続面特性を把握可能な箇所で行う。過去の空洞掘削時の挙動より、掘削断面内において、事前解析値が掘削時の岩盤挙動とうまく整合する箇所と、うまく整合せず大規模な追加支保工必要となる箇所がある。これは同一断面内において、地質状況が大きく異なることが要因のひとつである。そのため、ボーリング調査においては、放水路側、鉄管路側それぞれにおいて、アーチ部、側壁部上段、側壁部下段の6領域程度について、地質評価を行うことで、事前解析の精度が向上するとともに、施工管理のデータとしても役立てることができる。また、アーチ肩部など応力集中が生じやすい箇所近傍の不連続面特性を評価することも重要である。サンプリング時に、図7-4に示すとおり、粘土など



写真7-1 不撓乱サンプリング装置

が挟在した不連続面が確認された場合、不連続面の滑りに対する抵抗が小さく、掘削時に滑りが生じる可能性がある。そのため、サンプリングコアを用いた室内試験により不連続面の物性を評価し、解析の際にモデル化することも重要である。

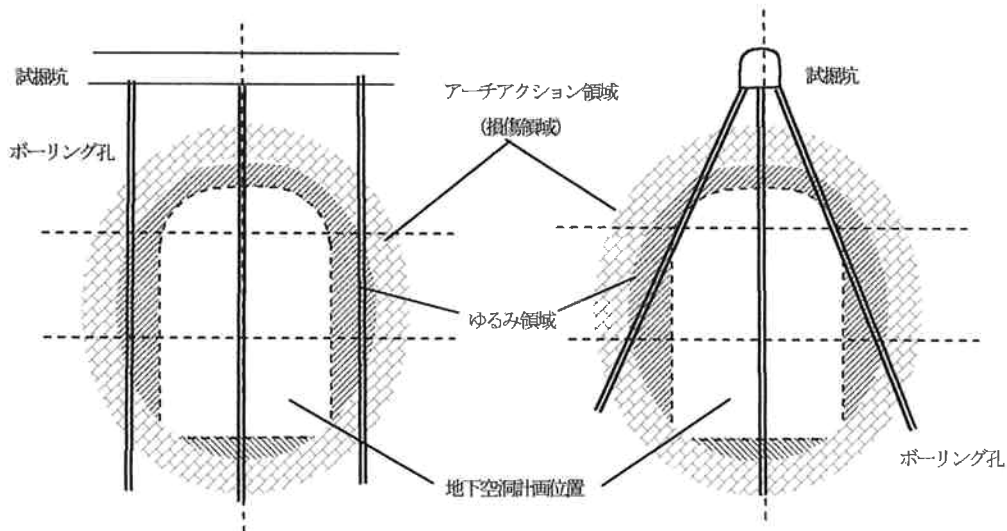


図7-3 不攪乱サンプリング装置による地質調査

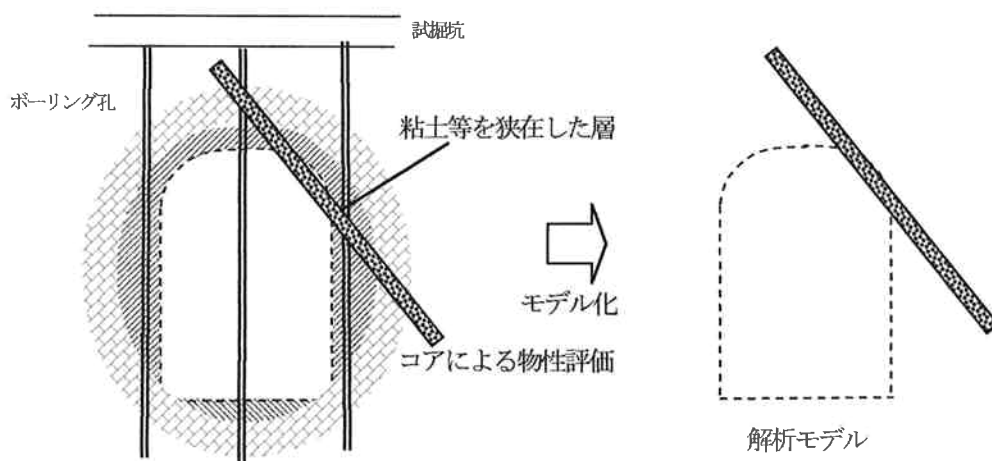


図7-4 地質調査に基づくモデル化

7. 2. 2 堅坑・斜面に対する調査法

不攪乱サンプリング装置については、地下空洞の調査のみでなく、様々な岩盤構造物の調査に適用可能である。堅坑に対しては、図7-5に示すとおり側壁近傍で、サンプリングすることで、滑りが生じやすい不連続面の存在の有無や設計に必要な岩盤物性を評価できる。

軟岩などの弱層部のサンプリングにおいて、従来ボーリングと比べ品質の高いサンプリングが可

能である。このような特性を生かし、特に、斜面に適用することを提案する。図7-6に示すとおり、推定滑り面近傍でサンプリングを行い、室内試験による物性評価を基に、安定性評価および補強工の設計を行う。斜面の場合、降雨による地下水位の変動に伴うスレーキングが特に問題となる。このため、スレーキングに伴う長期的な安定性の評価を行うことも重要である。不攪乱サンプリング装置では、スレーキングしやすい軟岩に対してもサンプリングの乱れを抑えることができることを確認している。そこで、従来、定性的であったスレーキングの評価を定量的に行う手法を提案する。

試験フローは、図7-7に示すとおりであり、吸水、排水を繰り返した後、膨張量、含水比、粒度、湿潤密度を評価するとともに、三軸試験で強度、変形特性を行い、図7-8に示すとおり、吸水、排水サイクルに伴う物性変化を評価するものである。

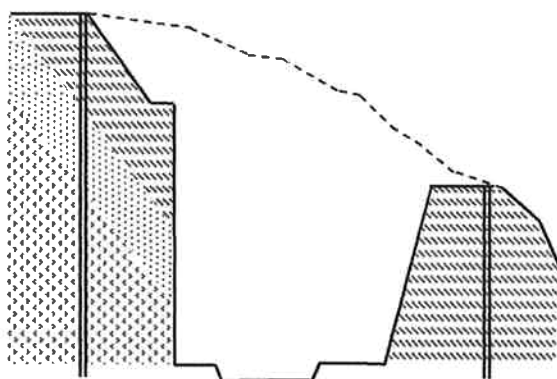


図7-5 不攪乱サンプリング装置による縦坑調査

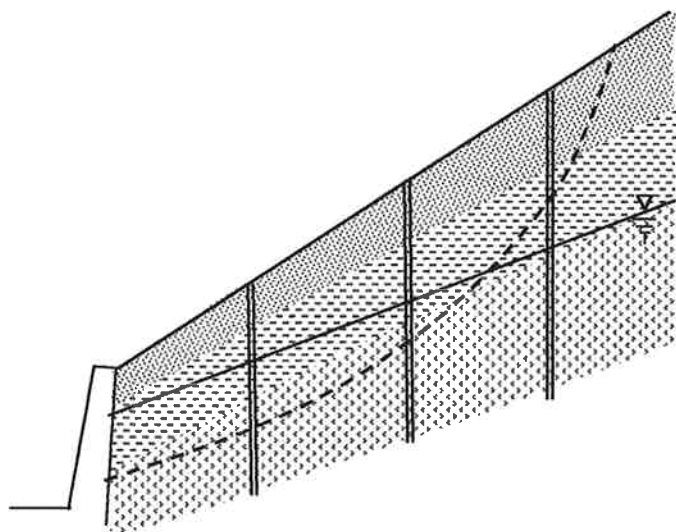


図7-6 不攪乱サンプリング装置による斜面調査

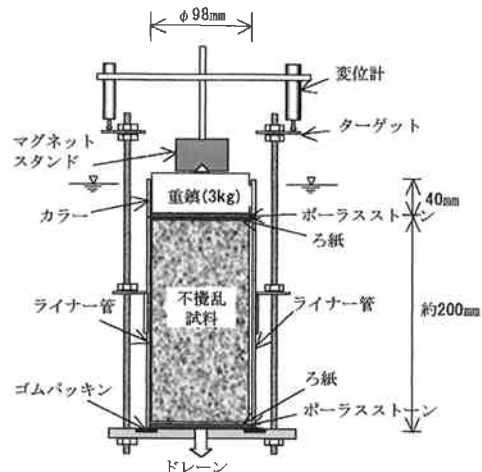
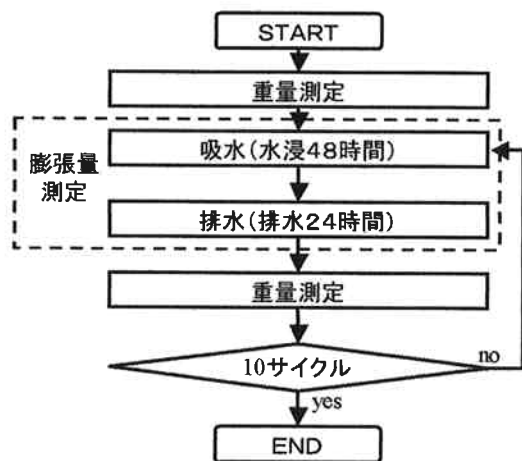


図7-7 スレーキング試験フロー

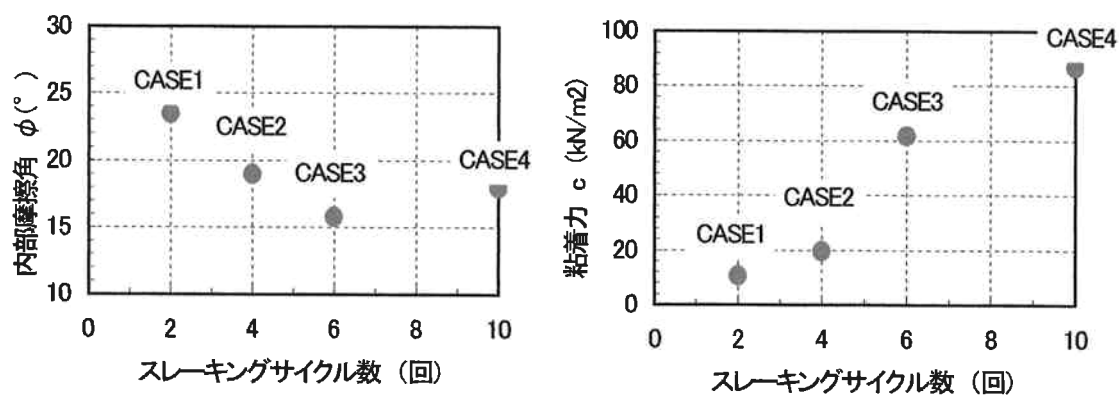


図7-8 スレーキングサイクルと内部摩擦角、粘着力の関係

7. 3 不連続面頻度を考慮したパラメータ評価法の提案

7. 3. 1 地下空洞に対する評価法

第3章で、ゆるみ領域や損傷領域の進展が地下空洞の安定性に大きく影響することが分かった。第4章では、ゆるみ領域や損傷領域を評価する際に必要な岩盤変形係数は、従来の原位置試験では、必ずしも岩盤の実態を反映したものとはいえないことが分かった。

図7-9は、第4章で検討した地下空洞や堅坑掘削時に計測した変位から逆解析により評価した岩盤変形係数と、原位置平板载荷試験による岩盤変形係数の関係を示したものである。図から不連続面頻度が高くなるほど原位置平板载荷試験の結果は、岩盤変形係数が過大評価となっていることが分かる。それにともない、不連続面頻度が高い箇所では、施工時に事前評価を大きく上回る変位が発生し、追加の支保工が必要となった箇所がある。例えば、図中のAは、ボーリングコアの不連続面頻度が12.8本であった喜撰山発電所の放水路側側壁であるが、掘削中の変位増大に対応して追加のPS工やコンソリデーショングラウトの施工がなされたが、掘削完了時には平板载荷試験結果を基になされた事前解析結果の約2倍の変位が発生した。また、Bは、ボーリングコアの不連続面頻度が11.9本であった大河内発電所の放水路側側壁であるが、掘削中の変位増大に対応して追加のPS工の施工がなされたが、掘削完了時には平板载荷試験結果を基になされた事前解析結果の約2倍の変位が発生した。

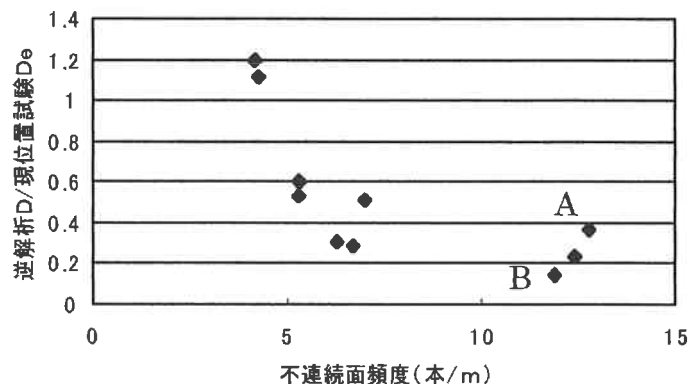


図7-9 原位置試験と逆解析による岩盤変形係数の比較

第4章で、岩盤の変形係数はボーリングコアの不連続面頻度と弾性係数をパラメータとした関数で評価できる結果が得られた。そこで、調査時のボーリングデータを有効に活用することで、広域的な不連続面頻度を反映し、岩盤変形係数の評価精度を向上するための手法を提案する。事前解析結果が、掘削時の挙動と整合しない場合、断面すべてにわたるのではなく、ある領域に限られる。これは、岩盤の物性が均一ではなく、領域ごとに異なることを示す。そのため、図7-10に示すとおり、不攪乱サンプリング装置で不連続面頻度が高い領域が確認された場合、当領域については、

不連続面特性を考慮した岩盤変形係数を用いて解析することで、解析精度の向上を図る。不連続面頻度が相対的に高い領域においては、図7-11に示すとおり、ボーリングコアの不連続頻度 N と弾性係数 E をパラメータとした指数関数で評価した変形係数を用いてモデル化することで、物性の補正を行い、評価精度の向上を図る。変形係数の評価手順については図7-12に示す。

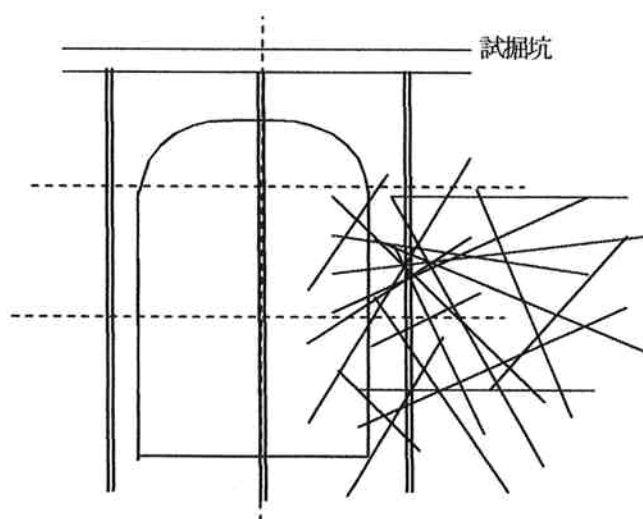


図7-10 不攪乱サンプリング装置による不連続面調査

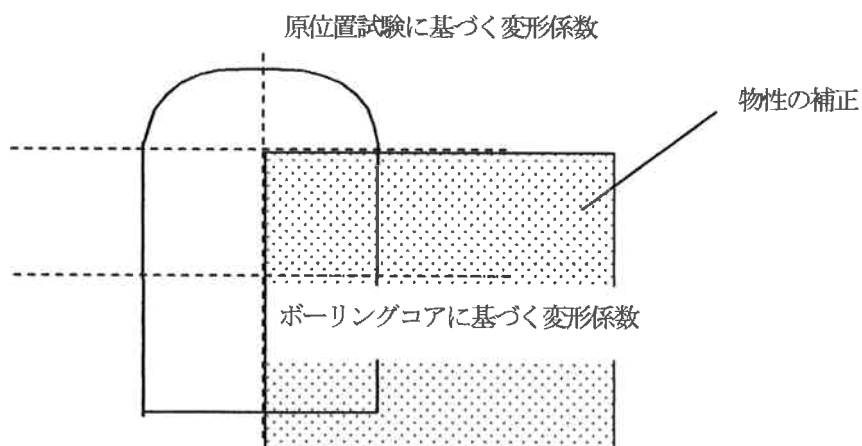
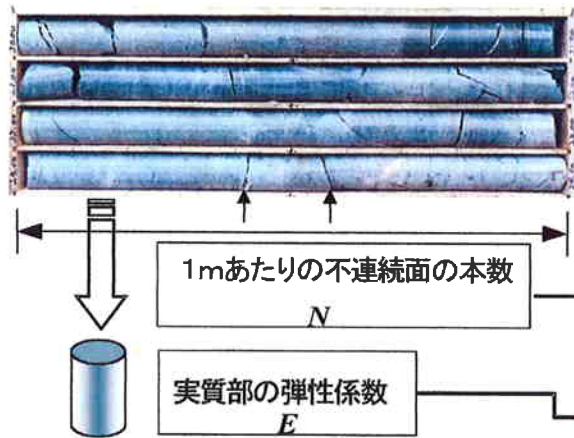


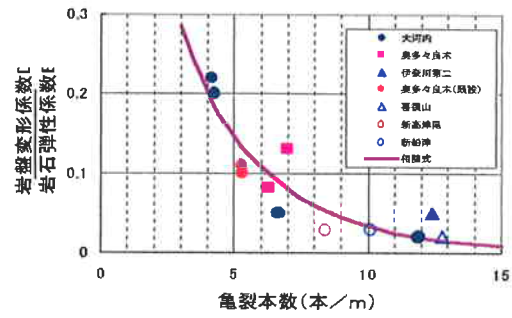
図7-11 不連続面調査に基づくモデル化

(ボーリングコアの評価)



ボーリングコア1mあたりの不連続面本数 (N) とコアの弾性係数 (E) より評価した岩盤変形係数 (D) を用いて変形解析を行う。

(不連続面本数と岩盤変形性の相関)



(相関式)

$$D = E \cdot e^{-0.506N^{0.826}}$$

D : 岩盤変形係数

図7-12 不連続面頻度に基づいた岩盤変形係数評価法

解析の結果、例えば図7-13に示すゆるみ領域と損傷領域の評価がなされた場合、A領域のように、限界ひずみに達した損傷領域が存在しない場合、ロックボルトと吹付けコンクリートを主とし、PS工については経済化の検討が可能である。B領域のように、限界ひずみに達した損傷領域が存在する場合は、損傷領域やゆるみ領域を崩壊させない量のPS工の設計が必要である。

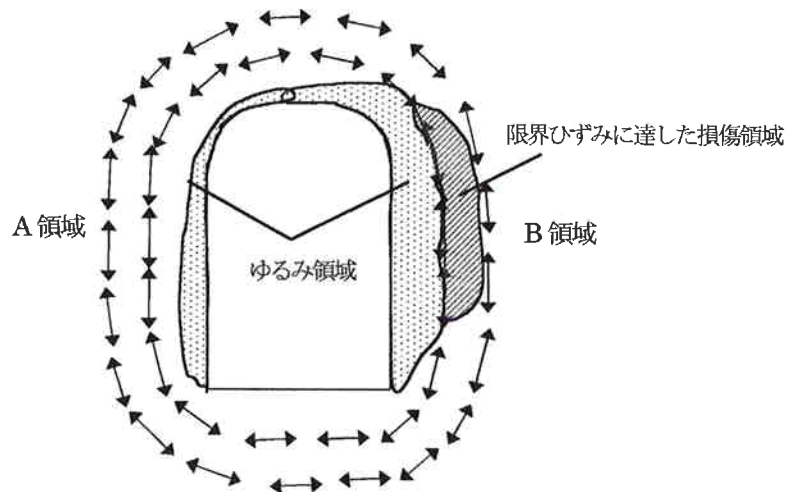


図7-13 ゆるみ領域と損傷領域の評価

7. 3. 2 堅坑に対する評価法

不連続面頻度を考慮したパラメータ評価法については、地下空洞のみでなく図7-14に示すとおり、硬岩サイトの堅坑にも適用可能である。事前解析において、堅坑近傍のボーリングコアより評価した不連続面頻度と実質部の弾性係数を用いて、図7-12の示すフローで評価した岩盤変形係数を用いることができる。堅坑の地質調査においては、地下空洞などと異なり現場せん断試験を行わない場合が多い。そこで、ボーリングコアの不連続面頻度から粘着力と内部摩擦角を評価する手法も併せて提案する。図7-15に示すとおり、ブロックせん断試験結果と、近傍のボーリングの不連続面頻度との相関から粘着力と内部摩擦角を評価したものであり、評価式は、以下のとおりである。

$$C = 5 - 0.3N \quad (3)$$

$$\phi = 68 - 2N \quad (4)$$

ここで、 C ：粘着力 (MPa)

ϕ ：内部摩擦角 (°)

N ：ボーリングコア1m当たりの不連続面本数

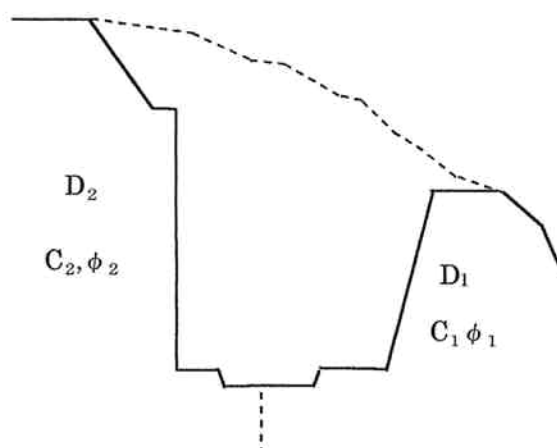


図7-14 堅坑に対するパラメータ評価

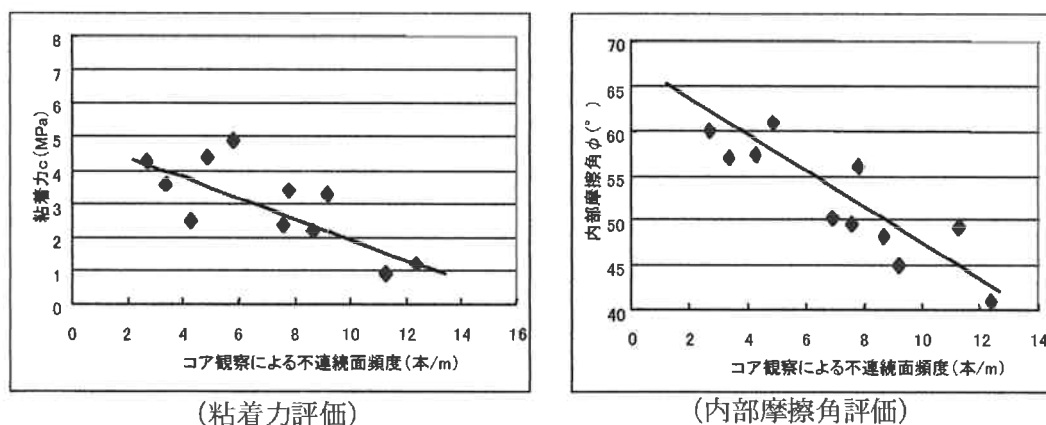


図7-15 不連続面頻度に基づく粘着力、内部摩擦角評価

7. 4 損傷領域評価のための計測法の提案

7. 4. 1 地下空洞に対する計測法の提案

第3章において、空洞掘削時に応力解放に伴うゆるみと併行して、アーチアクションに伴う岩盤の損傷領域が形成されることが分かった。損傷領域で損傷が進行し破壊にいたる場合、破壊の推進力が大きいと大規模な破壊にいたる可能性が高く、空洞全体の安定性にも影響を及ぼす可能性がある。そのため、損傷領域を掘削の早い段階で確認するとともに、損傷度を精度よく評価することが重要である。そこで、研究成果を基に、損傷領域評価のための計測法の提案を行う。

空洞掘削時に一般的に行われる計測のひとつに、地中変位計による変位計測がある。その際、計測値の管理は、計測区間の平均変位により行われる場合が多い。しかし、区間ごとの計測値の管理も併せて行うことで、損傷領域の評価を行うことが可能となる。その際、図7-16示すとおり、周方向応力開放領域境界線により、地下空洞掘削時に周方向の応力が開放される領域と増加する領域を分けることで、変位が応力開放に伴うゆるみか、アーチアクションに伴う損傷か評価が容易となり、支保工の検討に役立つ。

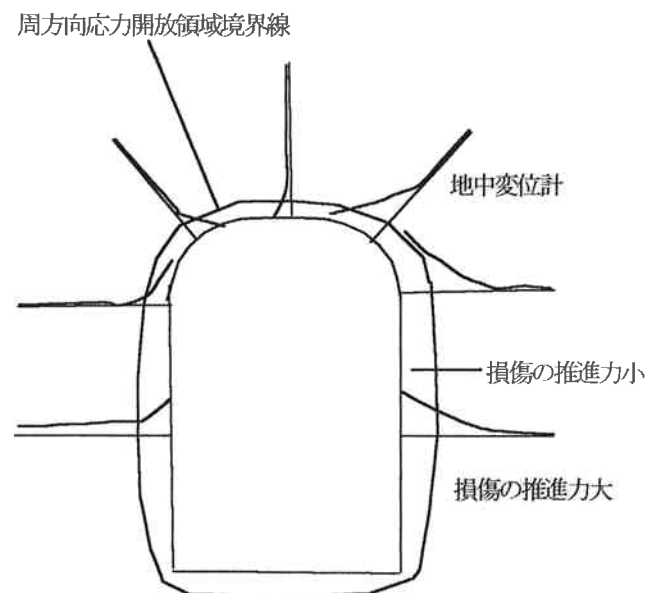


図7-16 周方向応力開放領域境界線

地中変位計と併せて、図7-17に示すとおり沈下計を用いて計測することで、2方向の変位の評価が可能となり、より正確に損傷領域の評価が可能となる。沈下計は図7-18のとおり、高精度水压計を内蔵したゾンデによりボーリング孔底の沈下量、隆起量を測定するもので、測定精度は0.5mmである。奥多々良木発電所の計測事例で確認されたとおり、損傷領域で地下空洞の周方向に不連続な変位が確認できた。

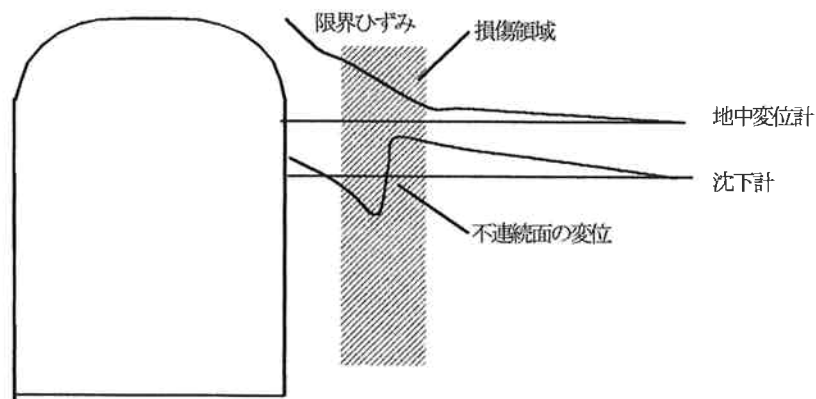


図 7-17 沈下計と地中変位計による計測

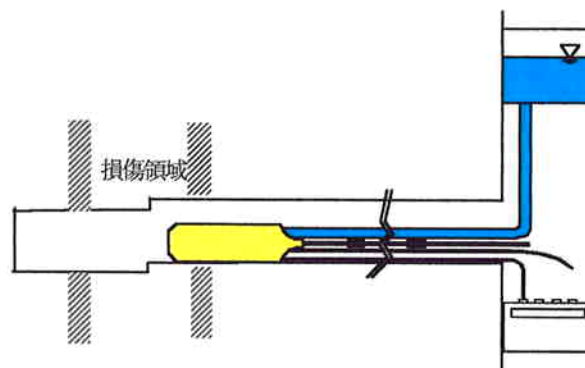


図 7-18 沈下計による計測

第 5 章において、大河内発電所側壁の損傷領域において、損傷が進行し破壊する過程において、変位が急増する前の段階で、亀裂本数の増加や AE の顕著な発生が見られた。この結果から、図 7-19 や図 7-20 のとおり、地下空洞掘削時に AE やボアホールスキャナーの計測を行うことで、損傷領域を早い段階で確認可能である。第 5 章において、初期に不連続面頻度が高い場合、損傷が進行しやすいことが分かった。そのため、掘削の早い段階における、ボアホールスキャナーでの不連続面頻度の観察データは、掘削時の損傷度合いを予測するための貴重なデータとなる。

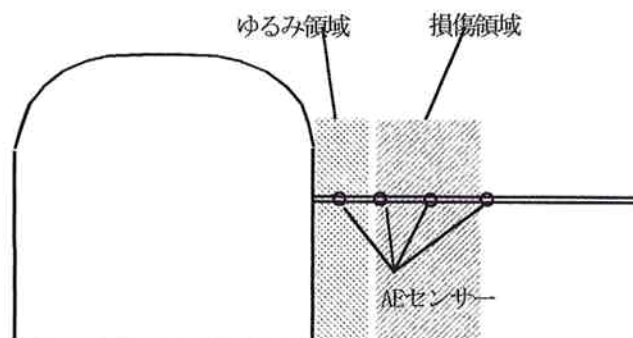


図 7-19 AE による損傷領域の計測

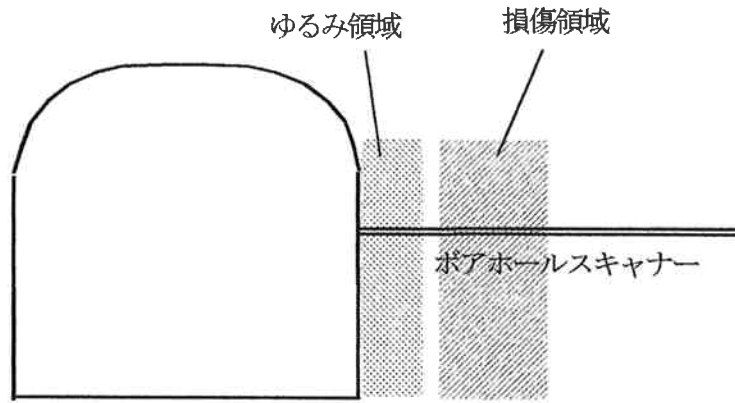


図7-20 ボアホールスキャナーによる損傷領域の計測

損傷領域は、空洞の周方向に進行するため、損傷領域が確認された場合、周方向に損傷が進行することを考慮して、計測を行うことで損傷の進行を的確に把握することが可能となる。図7-21のとおり、空洞側壁において損傷領域が確認された場合、盤下げに伴って損傷が下方に進行するとともに、盤下げに伴うゆるみや前リフトの掘削時に生じた損傷により、損傷領域とゆるみ領域が盤下げリフト側面に連結する可能性がある。そのため、計測は、確認された損傷領域の下領域および、盤下げリフトの側壁で行うことで、損傷評価の精度を高めることができる。

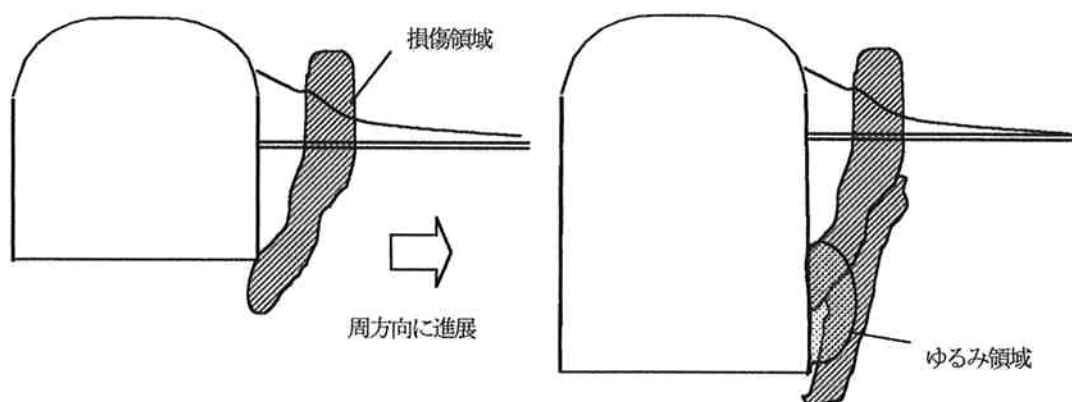


図7-21 損傷領域の進展

7. 4. 2 堅坑・斜面に対する計測法の提案

沈下計については、地下空洞のみでなく堅坑や斜面に対しても適用可能である。図7-22の堅坑の例のように、地中変位計や傾斜計などと組み合わせることで、岩盤の滑りなどを的確に評価できる。沈下計は、挿入型のみでなく、埋設型でも計測できるため自動計測が可能である。

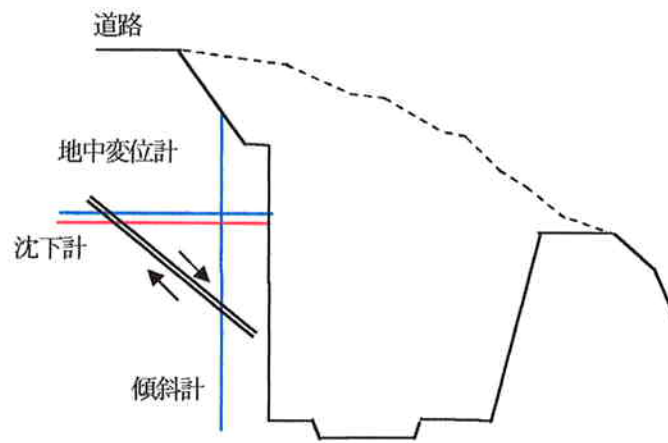


図 7-22 沈下計による豎坑側壁の計測

7. 5 逆解析による損傷領域評価法の提案

地下空洞掘削時には、計測データを用いた逆解析が行われ、その結果を基に、予想解析が行われる。しかしながら、第5章で考察したとおり、従来手法では損傷領域をうまく表現することができない。図7-23は、大河内発電所の9リフト掘削後の逆解析結果である。側壁部の斜線で示した領域で、損傷領域が確認されるとともに、変位が管理基準値に達したことからPS工の追加施工がなされた。しかし、第5章で考察したとおり、逆解析結果には損傷領域が表現されていない。

図7-24のとおり、計測で損傷領域が確認された場合、解析で損傷領域を表現するための手法として、損傷領域の変形係数やポアソン比を低下させることが考えられる。しかし、この場合はアーチアクションに伴う応力が損傷領域から周辺岩盤に再配分されるため、損傷領域の変位や応力を過小評価することになる。第5章で考察したとおり、現場計測結果より、損傷領域で損傷が進行した場合でも、アーチアクションに伴う応力はほとんど減少しない。第3章のシミュレーション結果から、損傷領域を不連続面で表現することで岩盤挙動を良く表現できることが分かった。そのため、損傷領域を解析で表現する場合、不連続面として表現し逆解析を行うことを提案する。その際、損傷は地下空洞の周方向に進行することを考慮して、モデル化を行う。例えば、図7-25に示すとおり空洞の盤下げ初期に損傷領域が確認された場合、掘削に伴って鉛直方向に損傷領域が進行するとし、モデル化を行い逆解析、予想解析を行う。図7-26に示すとおり空洞の盤下げ中期に損傷領域が確認された場合、掘削に伴ってインバートと隅角部近傍に損傷領域が進行するとし、モデル化を行い逆解析、予想解析を行う。損傷の程度については、不連続面の本数として表現する。

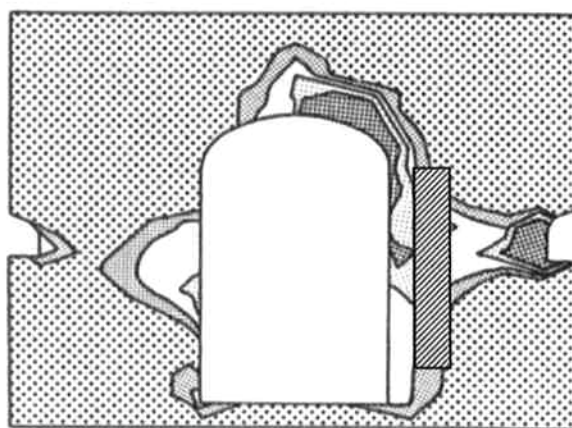


図7-23 大河内発電所における逆解析結果（第9リフト掘削後）

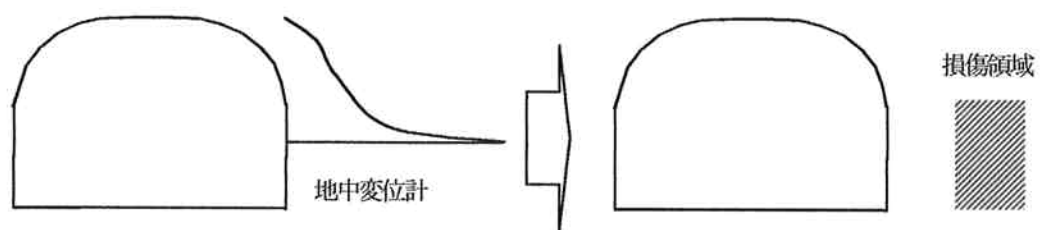


図7-24 損傷領域のモデル化

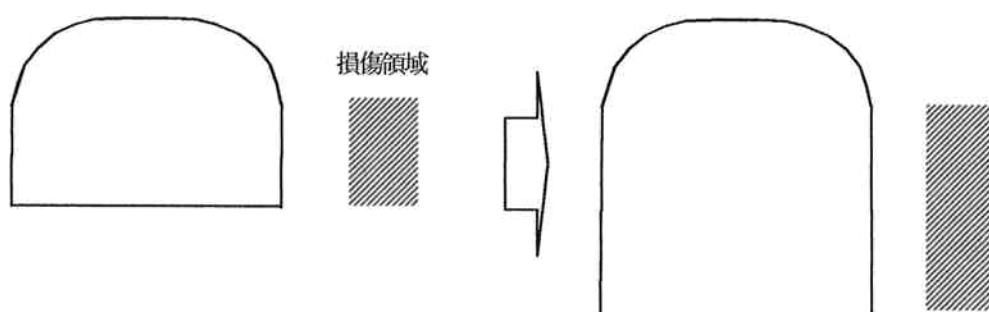


図7-25 損傷領域の進展を考慮したモデル化

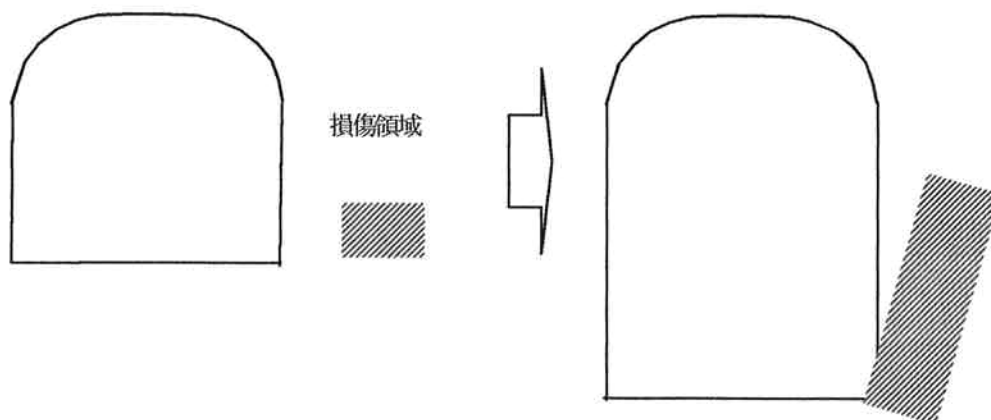


図7-26 損傷領域の隅各部への進展を考慮したモデル化

7. 6 提案手法の適用性

提案手法を岩盤構造物掘削に適用する際に、技術的な向上が見込まれる項目を図7-27に示す。

硬岩の場合、「不攪乱サンプリング装置によるボーリング調査法」を用いてサンプリングを行い、「不連続面を考慮した頻度をパラメータ評価法」で変形係数を評価し解析を行うことで、岩盤の広域的な不連続面の分布を考慮した解析が可能となり、経済設計や安全性の向上につながる。従来、試掘坑における原位置試験により評価した物性を用いて、解析がなされてきたが、この場合、岩盤領域ごとの物性のばらつきがうまく反映されていないため、解析精度には限界がある。解析領域ごとの物性のばらつきを解析に反映する手法として、弾性波探査や比抵抗探査結果を用いる方法などがある。しかし、ボーリング調査は、従来から行われている調査であり、調査データの質を高めるとともに、過去のデータなどを有効活用することで、コストをかけずに調査および解析の精度を高めることができると考えられる。ただし、今回提案した「不連続面を考慮した頻度をパラメータ評

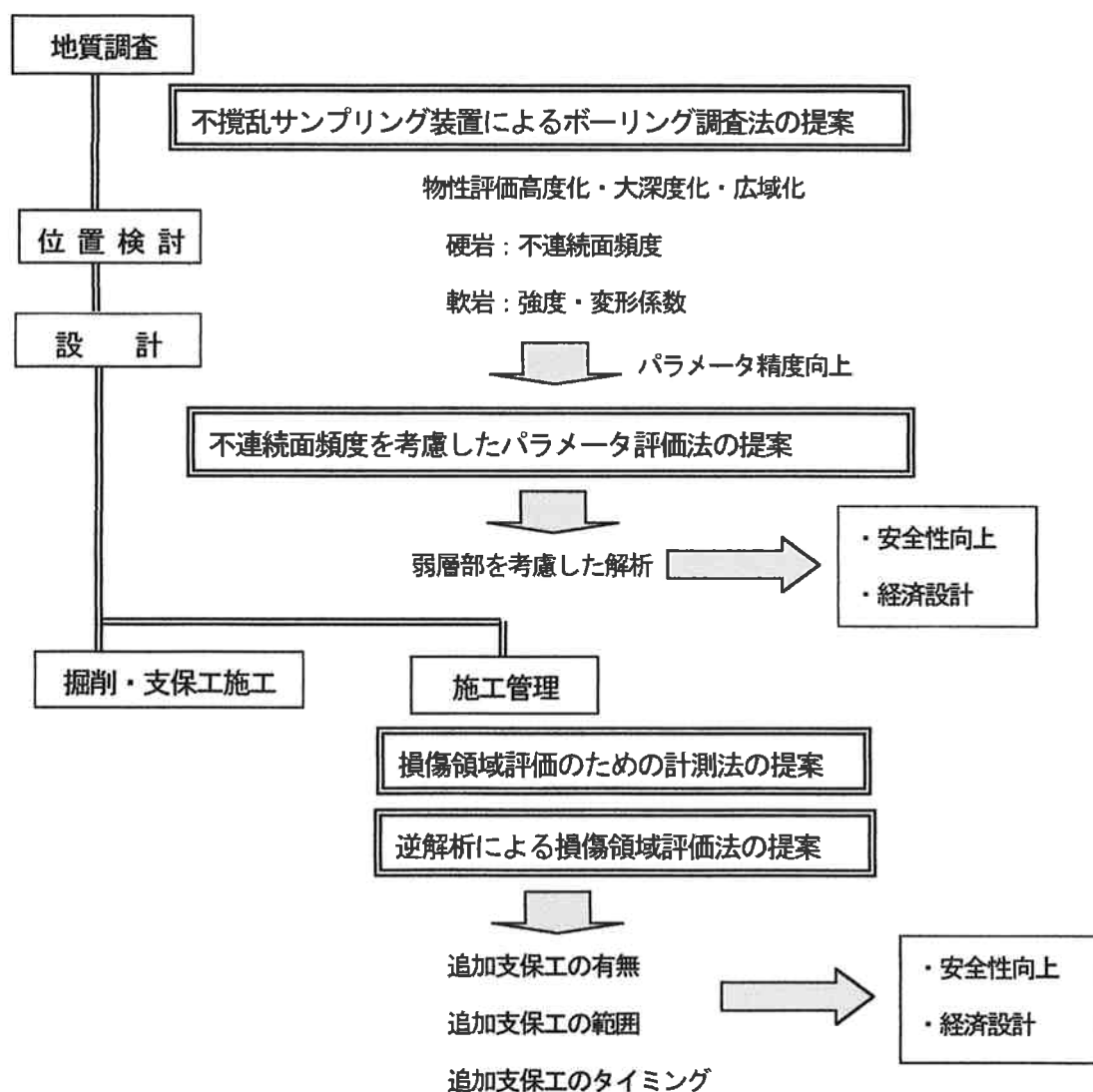


図7-27 提案手法の適用

価法」に用いたボーリングコアのデータは、一軸圧縮強さが 100MP 以上のものが多い。一軸圧縮強さが 100MP 以上の場合、実質部の変形性が小さく、岩盤の変形係数に不連続面の特性が大きく影響すると考えられる。一方、一軸圧縮強さが 100MP 未満の硬岩の場合、岩盤の変形係数に対して、実質部の変形性の影響が大きくなり、今回提案した評価式が適用できない可能性がある。

一軸圧縮強さが 20MP 以下の軟岩や粘土を挟んだ不連続面に対しては、コアを用いた室内試験により評価することで、従来手法と比べて、精度が高い解析パラメータが得られることが期待できる。特に、スレーキングが顕著な軟岩に対して、乱れが少ない試料が採取できるため、斜面の安定性評価に対しても有効である。

「不連続面を考慮した頻度をパラメータ評価法」では、物性評価の際に不連続面の方向を考慮していないが、地下空洞の安定性評価に対して、不連続面の方向を考察することは重要である。奥多々良木増設発電所と大河内発電所においては、空洞に対して高角度の不連続面が卓越し、空洞側壁岩盤で、亀裂進展や不連続面の変位が生じ易い方向であった。側壁以外の箇所において、亀裂進展や不連続面の変位が生じ易い箇所を考察すると、例えば、奥多々良木増設発電所と大河内発電所は、ともに初期地圧の最大主応力が、図 7-28 に示すとおり放水路方向であり、放水路側アーチ肩部および鉄管路側インバート隅角部で応力集中が生じ、損傷領域が壁面近傍に位置するため、特に損傷が生じやすい。放水路側アーチ肩部については、奥多々良木増設発電所と大河内発電所で追加の支保工が必要となった。また、奥多々良木増設発電所では、鉄管路側インバート隅角部近傍で不連続面の滑りが生じたと考えられる挙動を示した。この場合、アーチ肩部やインバート隅角部では、最大主応力方向の不連続面が卓越した岩盤では、亀裂進展や不連続面の変位が生じ易く、事前に配慮が必要である。ゆるみ領域では、空洞に対して流れ目の不連続面が不安定化しやすい。しかし、損傷領域ではゆるみ領域と異なる応力状態で損傷し、損傷が生じ易い不連続面の方向が異なるため、

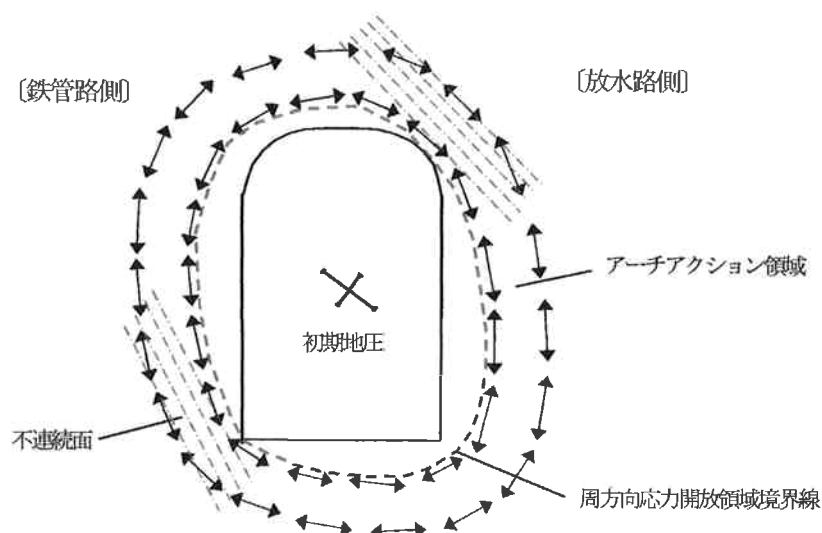


図 7-28 初期地圧と損傷領域の関係

調査時に配慮が必要である。

「損傷領域評価のための計測法」および「逆解析による損傷領域評価法」は、追加支保工の有無、範囲、タイミングなどを適切に評価することを目的に提案を行った。これらの技術により、追加支保工の経済設計、安全性の向上が期待できる。従来、空洞掘削時の損傷としてゆるみ領域のみを考慮して支保工の設計がなされてきたため、支保工の設計長が短く、定着箇所が損傷領域内である場合が生じる。この場合、支保工の効果が限定的であり経済的でない。このような場合は、計測により早期に損傷領域評価を行い、適切な設計変更を行うことが望まれる。

損傷領域では、アーチアクション形成に伴う地山応力が作用する。このため、支保を行う場合、地山応力を考慮して行う必要があると考えられる。奥多々良木増設発電所と大河内発電所いずれにおいても、放水路側アーチ肩部で追加支保工が必要となった。アーチ部支保工に対する現設計では、ロックボルトによりゆるみ領域を一体化するとともに、PS 工および吹付けコンクリートにより、ゆるみ領域が自重により落下するのを防止する設計である。しかし、放水路側アーチ肩部では、図 7-28 で示すとおり、壁面近傍でアーチアクション形成に伴う損傷が生じるとともに、大きな地山応力が作用する。このため、支保工の現設計では、地山応力が考慮されていないことが、追加支保工が必要となった要因の 1 つと考えられる。

損傷領域における損傷は、地山が悪い場合や空洞断面が大きい場合に、特に顕著となり、地下空洞の安定性に大きな影響を及ぼす。地山が悪い場合の例として、軟岩にトンネルを掘削した場合に、地山応力により壁面が押し出される現象が挙げられる。硬岩についても、不連続面が特に多い場合は、損傷が顕著となり地下空洞の安定性に大きな影響を及ぼすことが考えられる。断面については、現状より断面の大きな地下空洞を施工する場合には、損傷領域の損傷がより顕著に進展することを考慮する必要がある。この場合、事前に空洞周辺の地質調査を詳細に行うとともに、損傷領域の損傷を考慮した設計、施工を行うことが重要である。

7. 7 第7章のまとめ

本章では、第2章から第6章の検討成果を基に地下空洞、豎坑および斜面の調査から施工にいたる作業に対して以下の提案を行った。

- ①地下空洞および豎坑・斜面に対して不攪乱サンプリング装置によるボーリング調査法の提案
- ②地下空洞および豎坑・斜面に対して不連続面を考慮したパラメータ評価法の提案
- ③地下空洞および豎坑・斜面に対して損傷領域評価のための計測法の提案
- ④地下空洞に対して逆解析による損傷領域評価法の提案

参考文献

- 1) 吉田次男, 大西有三, 西山哲, 平川芳明, 森聡: 現場計測に基づく不連続性岩盤の変形特性の検討, 第33回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, 2004, 127-132
- 2) 吉田次男, 西片卯佐男, 大西有三: 硬質粘性土の不攪乱試料サンプリング装置の開発, 電力土木, No.319. 2005, 10-18

第8章 結論

本論文は、奥多々良木増設発電所および大河内発電所の地下空洞掘削時の岩盤挙動計測を通して、初期の不連続面特性が岩盤の損傷進展特性や変形特性に与える影響を考察するとともに、得られた知見を基に、不連続面特性を基とした岩盤変形係数性評価法、施工時の計測法および逆解析法などについて提案を行ったものである。

第1章においては、研究の目的と概要を記した。このなかで、不連続性岩盤を設計、施工する際に行われる原位置岩盤変形試験、ボーリング、解析技術、施工管理技術についての現状と課題について述べた。

第2章においては、奥多々良木増設発電所と大河内発電所の地下空洞における計測結果とそれに対する考察を行った。掘削時における亀裂進展特性、変位特性、応力再配分特性などを把握するとともに、計測データの分析を行った。その結果、地下空洞壁面近傍のゆるみ領域の他に亀裂進展が顕著な損傷領域が存在することが新たに分かった。損傷領域では、変化が生じた亀裂頻度、亀裂開口幅および変位の顕著な増加が認められるとともに、変形係数の低下が認められた。特に、大河内発電所の地下空洞における損傷領域では、ゆるみ領域より損傷が顕著であり、ひずみが限界ひずみを越え、追加支保工の施工が必要となった。また、損傷領域では、不連続面の変位に伴う応力集中が生じることも新たに分かった。

計測の際には、不連続面の変位を定量的に計測するための装置として、新たに沈下計を開発するとともに、AE計測などによる新たな損傷評価法の適用性の検討も行った。

第3章においては、新たに確認された損傷領域における亀裂進展特性や応力再配分特性について、現場計測データの詳細な分析や解析によるシミュレーションを基に考察を行った。

現場計測データの分析結果から、地下空洞掘削時の亀裂進展は、従来考えられていたように地下空洞壁面から深部に進展するのではなく、応力開放によって生じるゆるみ領域と、アーチアクション形成に伴う応力再配分によって生じる損傷領域で併行して生じることが分かった。さらに、損傷領域での損傷拡大に伴い地下空洞に不安定化が生じることが分かった。

現場計測データから、損傷領域において生じた応力集中は、不連続面の変位によるものだと分析されたが、さらに考察を行うために、不連続面をモデル化し、不連続体解析によるシミュレーションを行った。その結果、損傷領域における応力集中は、不連続面の変位によることが再確認された。また、損傷領域での応力集中は損傷を促進する一因であると考察できた。

第4章では、まず、奥多々良木増設発電所と大河内発電所の計測結果を比較することで、初期の不連続面特性と空洞掘削時の岩盤変形特性の相関性を検討した。奥多々良木増設発電所の岩盤は不連続面頻度が低く、一方、大河内発電所の岩盤は、不連続面頻度が高い岩盤であり、その他、空洞断面形状、初期応力、一軸強度、計測位置等の特性はほぼ同等である。検討の結果、実質部での変形は両発電所とも同程度であったが、亀裂の進展に伴う変位が8倍程度の違いが生じ、その結果、大河内発電所の方が4倍程度大きな岩盤変位が生じたことが明らかになった。

奥多々良木増設発電所と大河内発電所の計測結果の比較により、初期不連続面頻度と亀裂進展特性の相関性が見出せた。そこで、地下空洞と同様に建設時に応力開放が生じる岩盤構造物を対象に、他地点の変位計測データを用いて逆解析により変形係数を評価するとともに、不連続面頻度との相関を評価した。その結果、岩盤の変形係数は、実質部の弾性係数と比較して、不連続面頻度の増加とともに減少すること、および、両者の比は不連続面頻度をパラメータとする指数関数として表せる結果が得られた。また、岩盤変形係数を評価する手法として従来用いられている平板載荷試験は、不連続面頻度が高くなるに従い過大評価となることが分かった。

第5章においては、損傷領域の損傷進展特性の考察を行った。大河内発電所と奥多々良木増設発電所の地下空洞掘削時において、損傷領域の損傷進展特性の比較を行った結果、初期状態で不連続面頻度と損傷進展特性の関係が見出せ、初期に不連続面頻度が高い場合、損傷の進展が顕著であることが分かった。また、逆解析結果と計測による損傷領域の比較を行った結果、解析により損傷領域が表現されにくいことが分かった。その要因として、実岩盤ではアーチアクション領域において岩盤応力の集中化により損傷の進展が生じやすいが、解析においては、連続体解析においては、応力の集中が生じないことが考察できた。さらに、NATM工法における支保工の役割について考察を行った。その結果、損傷領域の岩盤を支保し最大強度を発揮させ、アーチアクションをうまく形成することが、支保工の重要な役割であるとの考察を得た。

第6章では、岩盤を不攪乱サンプリングするためのボーリング装置の開発を行った。第2章から第5章において、不連続面の頻度や不連続面の変位が構造物の変形性や安定性に大きく影響することが分かった。そこで、不連続面特性を適切に評価するために、削孔水流出機構の開発、薄型ビットの開発、先端駆動型サンプリング装置の開発を行った。

岩盤のサンプリングには、ロータリー式二重管サンプサーが一般に用いられているが、地上に設置した削孔装置によりロッド全体を回転する機構である。そのため、ロッドのぶれにより試料の乱れが生じやすく、亀裂の発生などが生じやすい。そこで、ロッドは回転せず先端のコアチューブとビットのみ回転する先端駆動型のサンプリング装置を開発した。

また、軟岩などの滑りの原因となりやすい弱層部は削孔水で洗掘されやすいため、サンプリングの際に水量を抑えることで、自動的に削孔水が外向きに流出し試料との接触を防ぎ、硬岩をサンプリングする際には、従来程度の水量で削孔水が下向きに流出し、効果的にビットを冷却する削孔水流出機構の開発を行った。この際、ビットの肉厚は従来のものより約2mm薄くすることで、岩盤への切り込み時の乱れを抑え、サンプリング時の亀裂の発生や試料の乱れを低減する工夫を行った。

試料の品質については、人工軟岩や岩塊を用いた室内試験、および現場試験により確認した。

第7章においては、第2章から第6章において検討した結果を基に、地下空洞や堅坑・斜面を対象とした新たな提案を行った。

①不撓乱サンプリング装置によるボーリング調査法の提案

地下空洞や堅坑・斜面の調査に対して、不連続面頻度や不連続面の強度特性を精度良く評価するために、不撓乱サンプリング装置によるボーリング調査法の提案を行った。不撓乱サンプリング装置の主な特徴は以下のとおりである。(1)先端駆動型装置の採用、(2)削孔水流出機構の改良、(3)薄型ビット

②不連続面を考慮したパラメータ評価法の提案

地下空洞や堅坑・斜面の設計に対して、ボーリングコアの弾性係数と不連続面頻度から岩盤変形係数を評価する手法の提案を行った。ボーリングコアから変形係数を求めることで、掘削領域の岩盤物性を直接設計に反映可能となる。

③損傷領域評価のための計測法の提案

地下空洞や堅坑・斜面の施工管理に対して、損傷領域評価のための計測法の提案を行った。損傷領域の評価精度を高めるために、従来の地中変位計に併せて、沈下計による計測を行うことを提案するとともに、ボアホールスキャナーやAE計測による計測も提案した。

④逆解析による損傷領域評価法の提案

地下空洞の施工管理に対して、逆解析による損傷領域評価法の提案を行った。計測結果に基づく逆解析や予想解析を行う際には、損傷領域を不連続面として評価する手法を提案した。

また、本提案手法を採用する際の適用範囲について記すとともに、次期地点への提案を行った。次期地点においては、事前調査においてアーチアクション領域の地質を詳細に評価することで、空洞掘削時に予想される損傷領域の損傷を的確に評価することが重要である。この際、岩盤の不連続面頻度を評価するとともに、掘削時の応力再配分特性を考慮して、空洞に不安定化をもたらす可能性がある不連続面の方向を検討することが重要である。

謝 辞

本論文は、著者が平成15年10月より京都大学大学院工学研究科都市環境工学専攻博士課程に在籍し、奥多々良木増設発電所と大河内発電所の地下発電所の岩盤計測および解析業務における研究成果を取りまとめたものである。

指導教官として、京都大学教授 大西有三先生には、懇切なご指導およびご鞭撻を賜りました。多忙のなか、多くの議論の機会を頂き、研究内容について貴重なご助言やご教示を頂きました。長期にわたり、忍耐強くご指導いただき本論文を完成することができました。重ねてお礼申し上げます。

京都大学教授 青木謙治先生には、本論文の調査委員として、調査データや計測データの検討内容や論文お構成などについて貴重なご意見を頂きました。ご意見をもとに検討することで、岩盤の損傷特性について多くの知見を得ることができました。心より感謝申し上げます。

京都大学教授 大津宏康先生には、本論文の調査委員として、不連続面頻度を考慮したパラメータ評価法などに関して多くのご意見を頂き、ご意見をもとに考察を深めることができました。また、ベトナムでの発表の機会をいただき、見聞を広げることができました。心から感謝申し上げます。

京都大学准教授 西山哲先生には、入学前から研究の進め方や論文の構成について終始ご指導いただき、多くのご助言やご教示を頂きました。また、学会発表などでも多くのご助言をいただきました。心から感謝申し上げます。

京都大学助教上原真一先生には、検討会などで多くのご助言を頂きました。心より感謝申し上げます。

また、大西研究室秘書の仲谷瞳さんには、論文の提出に際して数々の便宜を図っていただきました。ここに記して感謝の意を表します。

博士課程同期の、鹿島建設㈱三浦悟氏、㈱アーステック東洋龍明治氏、明治コンサルタント㈱島内哲哉氏、サンコーコンサルタンツ㈱萩原育夫氏には、ゼミや研究会で活発な議論をいただきました。ここに記して感謝の意を表します。

関西電力㈱電力技術研究所所長 林栄治氏には、論文取り組みへのご理解とご配慮を頂きました。構築研究室主幹 坂上実氏には、論文執筆時にご支援と激励を頂きました。また、構築研究室の方々には、論文執筆時に多くのご配慮を頂きました。論文を完成することができたのも、研究所の方々のご支援によるところが大きいと考えます。ここに記して感謝の意を表します。

また、電力技術研究所前副所長 工藤アキヒコ氏および構築研究室前主幹 長谷川靖明氏には、論文を執筆する機会を与えていただくとともに、研究内容について活発な議論を頂きました。ここに記して感謝の意を表します。

当時、奥多々良木増設工事第二工区長 大石富彦氏、第二工区長代理 袋井肇氏、第二工区 瀬

岡正彦氏はじめ現場の方々には、計測におけるご配慮をいただきました。ここに記して感謝の意を表します。

(株)ニュージェックの平川芳明氏、森聡氏には、現場計測や解析においてご協力を得るとともに、地下空洞掘削時の岩盤挙動について議論を頂き多くの知見を得ることができました。元関西電力(株)総合技術研究所の打田靖夫氏には、岩盤工学についてご鞭撻を頂くとともに、現場計測や計測データの検討などを通して多くのご教示を頂きました。(株)環境総合テクノスの安原敏夫氏には、不攪乱サンプリング装置の設計および現場サンプリングにおいて協力を得ました。ここに記して感謝の意を表します。